北京市高等教育精品教材立项项目

建筑抗震设计

Seismic Design of Buildings

薛素铎 赵 均 高向宇 编著



科学出版社
www.sciencep.com

(TU–0258.0101)
责任编辑：刘剑波



TU3

ISBN 7-03-011717-4
定 价：32.00 元

北京市高等教育精品教材立项项目

建筑抗震设计

Seismic Design of Buildings

薛素铎　赵　均　高向宇　编著

科学出版社

北京

内 容 简 介

本书按《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)编写，主要阐述建筑抗震设计理论与方法。全书共分九章，主要内容包括：地震与抗震概论；建筑场地与地基基础；地震作用与结构抗震验算；结构非弹性地震反应分析；多层及高层钢筋混凝土房屋抗震设计；多层及高层钢结构房屋抗震设计；砌体结构房屋抗震设计；单层厂房抗震设计；隔震与消能减震设计。为便于学习，每章均给出学习提要、习题及思考题。

本书可作为高等院校土木工程专业的教材，也可作为从事工程结构设计与施工技术人员的参考书。

图书在版编目(CIP)数据

建筑抗震设计/薛素铎，赵均，高向宇编著. —北京：科学出版社，2003
ISBN 7-03-011717-4

Ⅰ. 建… Ⅱ. ①薛…②赵…③高… Ⅲ. 建筑结构-抗震设计
Ⅳ. TU352.104

中国版本图书馆 CIP 数据核字(2003)第 059356 号

责任编辑：刘剑波/责任校对：宋玲玲
责任印制：刘士平/封面设计：张 放

科学出版社 出版
北京东黄城根北街16号
邮政编码：100717
http://www.sciencep.com
新蕾印刷厂 印刷
科学出版社发行 各地新华书店经销
*
2003 年 8 月第 一 版 开本：787×960 1/16
2003 年 8 月第一次印刷 印张：24 1/2
印数：1—4 000 字数：483 000

定价：32.00 元

(如有印装质量问题，我社负责调换〈新欣〉)

前　言

我国是世界上地震多发国家之一，抗震设防烈度在6度以上的地区几乎遍及全国各个省和自治区。地震灾害具有突发性和毁灭性，历次地震造成的生命和财产损失不可估量。近年来的工程实践表明，对建筑结构进行必要的抗震设计是减轻地震灾害积极有效的措施，因此，结构抗震成为建筑结构设计的重要内容。本书以《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001）为依据进行编写，与1989年规范相比，新规范吸收了近年来各国在工程抗震方面的最新研究成果，更新了设计概念，改善了设计方法，增加了许多新内容。本书编写对新建筑抗震设计规范的实施，对推动学生及设计人员掌握新规范的内容、适应新世纪的教学要求具有积极意义。

建筑抗震设计是高等学校土木工程专业的一门主要专业课程。本教材紧密结合新的《建筑抗震设计规范》内容，并结合作者多年的教学和科研实践经验，力争成为一部内容新、实用性强、适应新世纪土木工程教学改革要求的高等教育精品教材。与原有教材相比，本书增加了多、高层钢结构房屋抗震设计以及结构的隔震与消能减震设计。为了使本书体系完整，拓宽读者对结构抗震基本理论的掌握，本书还编写了结构非弹性地震反应分析一章，对新规范中建议采用的静力弹塑性分析方法和弹塑性时程分析法进行了较系统的论述。同时，为便于学生掌握书中的基本理论和计算方法，书中各章均附有典型例题、习题及思考题，并给出了每章的学习提要。

本书共分九章，第一、二、三、九章由薛素铎执笔，第五、七章由赵均执笔，第四、六章由高向宇执笔，第八章由赵均、高向宇共同执笔。全书由薛素铎统稿。本书被列为北京市高等教育精品教材立项项目，作者对北京市教委的支持表示衷心感谢。由于作者水平有限，对书中不当或错误之处，敬请读者批评指正。

目　录

前　言

第一章　地震与抗震概论 …… 1

1.1　本课程的目的与任务 …… 1

1.2　地震与震害 …… 2

1.3　地震波、震级和地震烈度 …… 7

1.4　建筑抗震设防要求 …… 12

1.5　建筑抗震概念设计 …… 14

本章学习提要 …… 18

习题及思考题 …… 18

第二章　建筑场地与地基基础 …… 19

2.1　概述 …… 19

2.2　建筑场地 …… 20

2.3　地基基础抗震验算 …… 24

2.4　地基土的液化 …… 26

本章学习提要 …… 31

习题及思考题 …… 31

第三章　地震作用与结构抗震验算 …… 33

3.1　概述 …… 33

3.2　单自由度弹性体系的地震反应 …… 34

3.3　单自由度弹性体系地震作用计算的反应谱法 …… 37

3.4　多自由度弹性体系的水平地震反应 …… 45

3.5　振型分解反应谱法 …… 53

3.6　底部剪力法 …… 57

3.7　结构基本周期的近似计算 …… 61

3.8　平动扭转耦联振动时结构的抗震计算 …… 65

3.9　竖向地震作用计算 …… 68

3.10　结构抗震验算 …… 70

本章学习提要 …… 76

习题及思考题 …… 77
第四章 结构非弹性地震反应分析 …… 79
4.1 概述 …… 79
4.2 结构计算模型 …… 81
4.3 时程分析法 …… 88
4.4 结构静力弹塑性分析 …… 99
本章学习提要 …… 105
习题及思考题 …… 105
第五章 多层及高层钢筋混凝土房屋抗震设计 …… 108
5.1 震害及其分析 …… 108
5.2 抗震设计的一般规定 …… 111
5.3 框架结构的抗震设计 …… 122
5.4 抗震墙结构的抗震设计 …… 167
5.5 框架-抗震墙结构的抗震设计 …… 189
本章学习提要 …… 215
习题及思考题 …… 215
第六章 多层及高层钢结构房屋抗震设计 …… 217
6.1 钢结构房屋的震害与抗震性能 …… 217
6.2 抗震设计规定 …… 224
6.3 钢结构房屋的抗震计算 …… 227
6.4 钢结构房屋的抗震构造要求 …… 236
6.5 钢结构抗震技术的新进展 …… 243
本章学习提要 …… 245
习题及思考题 …… 245
第七章 砌体结构房屋抗震设计 …… 246
7.1 震害及其分析 …… 246
7.2 砌体结构房屋抗震设计的一般规定 …… 248
7.3 砌体结构房屋抗震验算 …… 250
7.4 砌体房屋抗震构造措施 …… 263
7.5 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋抗震设计要点 …… 268
本章学习提要 …… 276
习题及思考题 …… 277
第八章 单层厂房抗震设计 …… 278
8.1 震害分析 …… 278
8.2 单层厂房抗震设计的一般规定 …… 282

8.3 钢筋混凝土柱厂房抗震设计 …… 287
8.4 钢结构厂房抗震设计要点 …… 317
8.5 抗震构造措施 …… 319
本章学习提要 …… 324
习题及思考题 …… 325
第九章 隔震与消能减震设计 …… 327
9.1 结构振动控制概述 …… 327
9.2 隔震设计 …… 329
9.3 消能减震设计 …… 341
9.4 结构的被动调谐减震控制 …… 352
本章学习提要 …… 355
习题及思考题 …… 355
附录Ⅰ 中国地震烈度表 …… 357
附录Ⅱ 我国主要城市的抗震设防烈度、设计基本地震加速度和设计地震分组 …… 359
附录Ⅲ *D* 值法计算用表 …… 365
附录Ⅳ 函数Φ（ξ）计算用表 …… 371
附录Ⅴ 框架-抗震墙协同工作内力系数、位移系数计算图表 …… 377
参考文献 …… 382

第一章　地震与抗震概论

1.1　本课程的目的与任务

地震是人类社会面临的一种严重的自然灾害。据统计，地球每年平均发生500万次左右的地震，其中，5级以上的破坏性地震约占1000次。地震通常给人类带来巨大的经济和财产损失，其产生的影响是长久的。目前，科学技术还不能准确预测并控制地震的发生。长期的工程实践证明，地震并不可怕，完全可以运用现代科学技术手段来减轻和防止地震灾害，对建筑结构进行抗震设计即是减轻地震灾害的一种积极有效的方法。

我国为地震多发区，全国大部分大中城市处于地震区，由于城市人口及设施集中，地震灾害会带来严重生命和财产损失。根据统计，全国450个城市中有3/4处于地震区，而其中大中城市的4/5以上均在地震区。因此，为了抗御和减轻地震灾害，有必要进行建筑结构的抗震分析与设计。我国《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)中明确规定：**抗震设防烈度为6度及以上地区的建筑，必须进行抗震设计**。本课程的目的就是讲述建筑结构抗震设计的原理、方法与要求，培养学生具有建筑结构抗震设计的能力与理论基础，使之能够从事一般建筑物的抗震设计。

在学习本课程时，同学们既要注意本课程的特殊性(如抗震概念与方法)，又要注意本课程与其他课程的联系，从而加深对课程的理解和掌握。如图1.1所示多层钢筋混凝土框架结构，若已知各层水平地震作用力，则各杆件截面内力可利用一般结构力学的方法计算，或利用“高层建筑结构”课程中介绍的反弯点法或D值法计算。当确定出各截面内力(弯矩、剪力、轴力)后，即可按“混凝土结构”中对构件承载力的要求计算所需要的配筋。由此可见，问题的关键是作用在结构上的地震作用力有多大？如何确定这些地震作用？同时，结构上的地震作用受到场地条件、结构动力特性(周期、阻尼)、地震烈度等多种因素影响，因此，我们应首先搞清各种影响因素的特点。此外，对不同的结构有其特殊的抗震设计要求和构造规定，这也是学习中要注意掌握的。

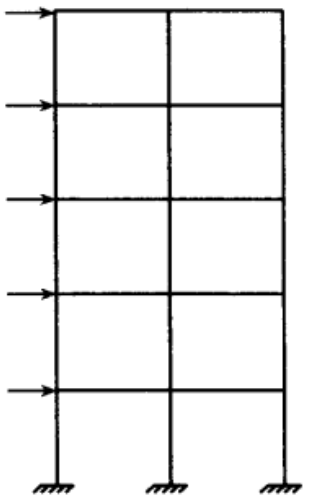


图1.1　多层框架简图

1.2 地震与震害

1.2.1 地震基本知识

地震按其成因主要分为构造地震、火山地震、陷落地震和诱发地震4种类型。

构造地震是由于地壳运动，推挤地壳岩层，使其薄弱部位发生断裂错动而引起的地震。火山地震是指由于火山爆发，岩浆猛烈冲出地面而引起的地震。陷落地震是由于地表或地下岩层，如石灰岩地区较大的地下溶洞或古旧矿坑等，突然发生大规模的陷落和崩塌时所引起的小范围内的地面震动。诱发地震是由于水库蓄水或深井注水等引起的地面震动。

在上述4种类型地震中，构造地震分布最广，危害最大，发生次数最多(约占发生地震的90%左右)。其他三类地震发生的几率很少，且危害影响面也较小。因此，在地震工程学中主要的研究对象是构造地震。在建筑抗震设防中所指的地震就是构造地震，通常简称为地震。

关于构造地震的成因研究已有近百年历史，早期较侧重于断层学说，近期较公认的是板块构造学说。板块构造学说以海底扩张学说为基础，它是20世纪60年代初由美国地质学家提出的。这一学说认为，地球表面的最上层是由强度较高的岩石组成，叫做岩石层，其厚度约为70～100km；岩石层的下面为强度较低并带有塑性性质的软流层。岩石层不是一块整体，而是由若干个板块组成。地球表面的岩石层可以分为六大板块，即美洲板块、非

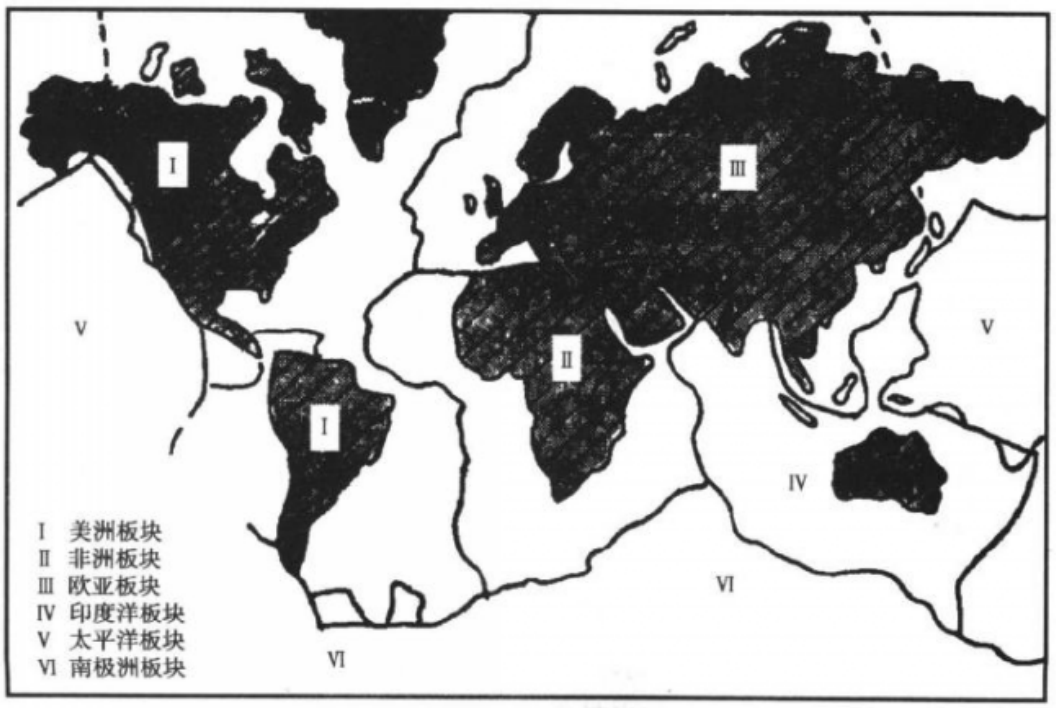


图1.2 板块分布示意图

洲板块、欧亚板块、印度洋板块、太平洋板块和南极洲板块(图 1.2)。各大板块之间又可分为若干个小板块。这些板块由于其下软流层的对流运动而产生相互挤压、顶撞和插入,引发地震。

构造地震不仅发生在板边,也会在板内出现。板内地震主要是由于软流层在流动过程中,与其上非常不平坦的岩石层界面接触而产生不均匀变形。当这些变形产生的应力超过地壳岩石或破碎带的极限强度时,就会突然产生脆性破坏而发生地震。与板边地震相比,板内地震地点分散,发生的频率较低。但由于板内多为人类密集处,因此往往会造成严重震害。据统计,全球 85%的地震发生在板块边缘及其附近,15%的地震发生在板块内部。

地震常用术语可用图 1.3 的示意图说明。我们将导致地震的起源区域叫震源。震源正上方的地面位置,或震源在地表的投影叫震中。震中附近地面运动最剧烈,也是破坏最严重的地区,叫震中区或极震区。地面上被地震波及的某一地区称为场地。由场地到震中的水平距离叫做震中距,由场地到震源的距离叫做震源距。震源到震中的垂直距离称为震源深度。

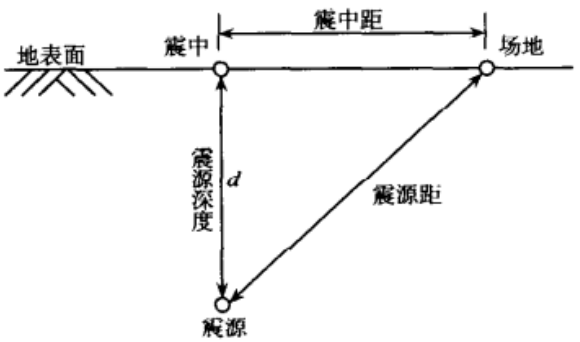


图 1.3 常用地震术语示意图

根据震源深度(以 d 表示),构造地震可分为浅源地震($d<60$km)、中源地震($d=60\sim300$km)和深源地震($d>300$km)。浅源地震距地面近,在震中区附近造成的危害最大,但相对而言,所波及的范围较小。深源地震波及的范围较大,但由于地震释放的能量在长距离传播中大部分被耗散掉,所以对地面上建筑物的破坏程度相对较轻。世界上绝大部分地震是浅源地震,震源深度集中在 5～20km 左右,一年中全世界所有地震释放能量的约 85%来自浅源地震。

1.2.2 地震震害

根据地震的板块构造学说,世界上绝大多数地震发生在板块的边缘地区。图 1.4 给出根据历史资料统计绘出的世界地震震中分布图,由图可看出,地球上主要有两个地震带:

(1) 环太平洋地震带。它从南美洲西部海岸起,经北美洲西部海岸、阿拉斯加、千岛群岛、日本列岛,再经我国台湾省、菲律宾、印度尼西亚、新几内亚,直到新西兰。全球约有

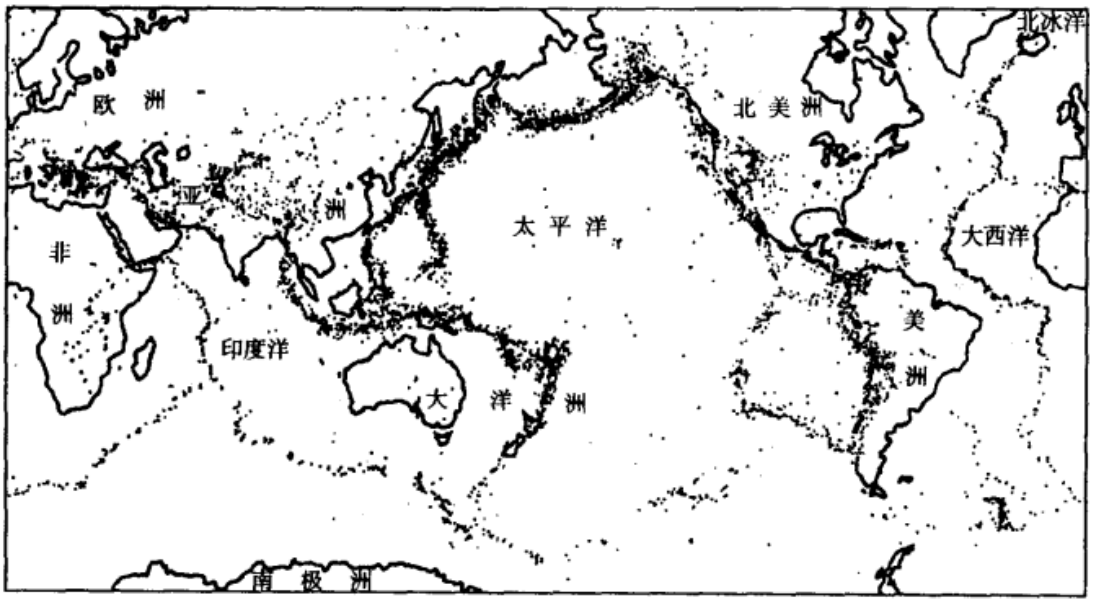


图 1.4　世界地震震中分布图

80%的浅源地震和 90%的中、深源地震都集中发生在这一带。

(2) 欧亚地震带。它西起大西洋的亚速岛，经意大利、土耳其、伊朗、印度北部，再经我国西部和西南部，过缅甸至印度尼西亚与环太平洋地震带相衔接。

除这两条主要地震带以外，在大西洋、太平洋、印度洋中也有引人注目的条形地震带。

我国地处上述两个世界上最活跃的地震带之间，东濒环太平洋地震带，西部和西南部是欧亚地震带所经过的地区，是世界上多地震国家之一。自 20 世纪以来，我国共发生破坏性地震 2700 余次，其中 8 级以上地震 9 次，6 级以上破坏性地震 560 余次，平均每年 5～6 次。我国建国以来造成严重破坏的 7 级以上地震 18 次(其中 8 级以上 3 次)，受灾面积近 30 万平方公里，伤亡人数达 49 万多人，震毁房屋近 900 万间，直接经济损失数百亿元。

地震灾害具有突发性和毁灭性，全世界每年发生破坏性地震近千次，其中 7 级以上的大地震约十几次。地震是一种突发式的强震动，一般从地震开始到结束仅几秒到几十秒，最多 1 分多钟，但其破坏性极大，是必须认真对待的一种灾害。表 1.1 给出了近 10 年来由地震造成的人员死亡和经济损失情况。在近代大地震中，死亡人数最多的一次地震是在中国，即 1976 年 7 月 28 日的河北唐山大地震，震级 7.8 级，震中烈度为 11 度。该次地震死亡 24 万多人，伤残 16 万多人，倒塌房屋 320 万间，直接经济损失近百亿元，震后恢复重建又有近百亿元。

中国是世界上地震灾害最严重的一个国家，地震造成的人员伤亡居世界首位，造成的经济损失也十分巨大。究其原因，主要表现在以下几个方面：

(1) 地震活动分布范围广，难以预报和集中防御。按现行的烈度区划图，地震基本烈度 6 度及其以上的地震区面积约占全国面积的 60%，其中 7 度和 7 度以上的地震区面积

表 1.1　近 10 年地震造成的人员死亡和经济损失

时　间	地　点	震　级	死亡人数/人	经济损失
1992-03-13	土耳其 艾耳津坎	6.8	800	8 亿美元
1993-09-29	印度 凯拉里	6.2	10 000	
1994-01-17	美国 洛杉矶	6.7	57	170 亿美元
1995-01-17	日本 神户	7.2	5438	超过 1000 亿美元
1995-05-27	俄罗斯 萨哈林	7.6	2965	
1996-02-03	中国 丽江	7.0	309	25 亿元
1996-03-19	中国 伽师	6.9	24	3 亿元
1996-05-03	中国 包头	6.4	26	27 亿元
1997-05-10	伊朗 加恩—比尔兼德	7.1	1560	
1998-02-09	中国 张北	6.2	49	9 亿元
1999-08-17	土耳其 伊兹米特	7.4	17 000	超过 100 亿美元
1999-09-21	中国 集集	7.3	2405	超过 100 亿美元
2001-01-26	印度 古古拉特	7.7	19 984	

约占全国面积的 1/3。在历史上，全国除个别省外，都发生过 6 级以上的地震。

(2) 地震的震源浅、强度大。我国地震的 2/3 发生在大陆地区，其中绝大多数是震源深度为 10～30km 的浅源地震。这些地震对地面建筑物的破坏性大，如 1976 年的唐山大地震，其震源深度为 12～16km。

(3) 位于地震区的大、中城市多，多数旧有建筑物未进行抗震设防。由于城市人口和设施集中，地震灾害必然严重。另外，历史上大地震造成的震害，主要是发生在未进行抗震设计的旧有建筑中。

地震灾害主要表现在三个方面：地表破坏，建筑物破坏以及各种次生灾害。

1. 地表破坏

地震造成的地表破坏一般有地裂缝、地陷、地面喷水冒砂及滑坡、塌方等。

(1) 地裂缝。

强地震作用下，常有地裂缝产生。根据产生的机理不同，地裂缝主要分为构造地裂缝和重力地裂缝两种。构造地裂缝与地质构造有关，是地壳深部断层错动延伸至地面的裂缝，缝长可达几公里到几十公里，缝宽几米到几十米。重力地裂缝是由于土质软硬不匀及微地貌重力影响，在地震作用下形成的，与土质原稳定状态密切相关。这种裂缝在地震区分布极广，在道路、古河道、河堤、岸边、陡坡等土质松软潮湿处常见到，其形状大小不一，规模较构造地裂缝小，缝长可由几米到几十米，深多为 1～2m。地裂缝穿过的地方可引起房屋开裂和道路、桥梁等工程设施的破坏。

(2) 地陷。

在强地震作用下，地面往往发生震陷，使建筑物破坏。地陷多发生在松软而压缩性高的土层中，如大面积回填土、孔隙比大的黏性土和非黏性土。地震使土颗粒间的摩擦力大大降低或使链状结构破坏，土层变密实，造成地面下沉。此外，在岩溶洞和采空(采掘的地下坑道)地区也可能发生地陷。

(3) 地面喷水冒砂(砂土液化)。

在地下水位较高、砂层埋藏较浅的平原及沿海地区，地震的强烈振动使地下水压力急剧增高，会使饱和的砂土或粉土层液化，地下水夹带着砂土颗粒，经地裂缝或其他通道喷出地面，形成喷水冒砂现象。喷水冒砂严重的地方会造成房屋下沉、倾斜、开裂和倒塌。

(4) 滑坡、塌方。

强烈地震作用下，常引起河岸、陡坡滑坡，在山地常有山石崩裂、塌方等现象。滑坡、塌方会导致公路阻塞，交通中断，冲毁房屋和桥梁，堵塞河流，淹没村庄等震害。

2. 建筑物的破坏

各类建筑物在地震时发生破坏是造成生命财产损失的主要原因。按建筑物破坏的形态和原因，可分为以下几类：

(1) 结构丧失整体性而破坏。

在强烈地震作用下，由于构件连接不牢、节点破坏、支撑系统失效等原因，会使结构丧失整体性而导致破坏或倒塌。

(2) 承重结构承载力不足造成破坏。

地震时，地面运动引起建筑物振动，产生惯性力，不仅使结构构件内力增大很多，而且往往其受力性质也发生改变，导致结构承载力不足而破坏。

(3) 由于变形过大导致非结构破坏。

在强烈地震作用下，当结构产生过大振动变形时，有时主体结构并未达到强度破坏，但围护墙、隔墙、雨篷、各种装修等非结构构件往往由于变形过大而发生脱落或倒塌等震害。

(4) 地基失效引起的破坏。

强烈地震时，地裂缝、地陷、滑坡和地基土液化等会导致地基开裂、滑动或不均匀沉降，使地基失效，丧失稳定性，降低或丧失承载力，最终造成建筑物整体倾斜、拉裂以至倒塌而破坏。

3. 次生灾害

地震的次生灾害是指由地震间接产生的灾害，如地震诱发的火灾、水灾、有毒物质污染、海啸、泥石流等。由次生灾害造成的损失有时比地震直接产生的灾害造成的损失还要大，尤其是在大城市、大工业区。例如，1923 年日本东京大地震，诱发了火灾，震倒房屋 13 万幢，而烧毁的房屋达 45 万幢；死亡人数 10 万余人，其中房屋倒塌压死者不过数千人，其

余都是被火烧死的。1970 年秘鲁大地震，瓦斯卡兰山北峰泥石流从 3750m 高度泻下，流速达每小时 320km，摧毁、淹没了村镇、建筑，使地形改观，死亡达 25 000 人。

1.3 地震波、震级和地震烈度

1.3.1 地震波

地震引起的振动以波的形式从震源向各个方向传播并释放能量，这就是地震波。根据在地壳中传播的位置不同，地震波可分为体波和面波。

1. 体波

在地球内部传播的地震波称为体波。根据介质质点振动方向与波传播方向不同，体波又可分为纵波和横波，或称 P 波和 S 波(图 1.5)。

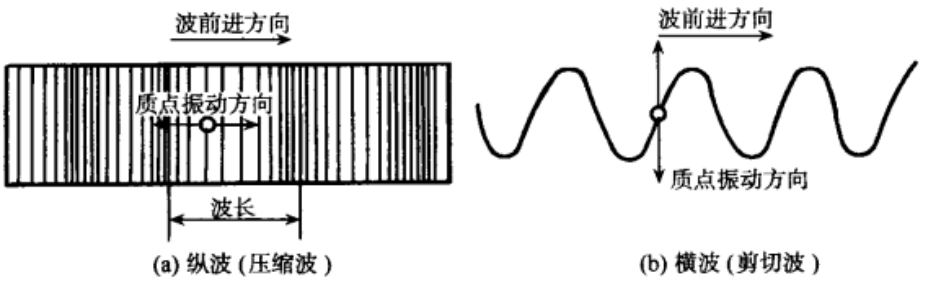


图 1.5 体波质点振动形式

当质点的振动方向与波的传播方向一致时称为纵波。在纵波由震源向外传播的过程中，介质不断地被压缩和疏松，所以纵波又称为压缩波。纵波在震中区主要引起地面垂直方向的振动。纵波的特点是周期短、振幅小。

横波是指质点的振动方向与波的前进方向垂直的地震波。横波又称为剪切波。横波在震中区主要引起地面水平方向的振动。横波一般周期较长、振幅较大。

根据弹性理论，纵波传播速度 v_p 和横波传播速度 v_s 可分别按下列公式计算：

$$v_p = \sqrt{\frac{E(1-\mu)}{\rho(1+\mu)(1-2\mu)}} \tag{1.1}$$

$$v_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\mu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \tag{1.2}$$

式中 E——介质的弹性模量；

G——介质的剪切模量，$G=\dfrac{E}{2(1+\mu)}$；

ρ——介质的密度；

μ——介质的泊松比。

在地幔内，一般泊松比 $\mu=1/4$，于是得

$$v_p = 1.73v_s \tag{1.3}$$

由此可知，纵波的传播速度比横波的传播速度快。根据此特性可很好地解释为什么在地震时，震中区的人们先是感觉到上下颠簸，然后才左右摇摆。由于纵波和横波的传播速度不同，纵波传播速度快，先到达地面，其质点振动方向与波前进方向一致而首先引起地表垂直振动，当横波到达时才引起水平振动。

2. 面波

面波是沿地表或地壳不同地质层界面传播的地震波。一般认为，面波是体波经地层界面多次反射、折射所形成的次生波。

面波包括两种形式的波，即瑞利波(R 波)和勒夫波(L 波)。瑞利波传播时，质点在波的传播方向和地表面法向所组成的平面内做与波前进方向相反的椭圆运动，在地面上表现为滚动形式[图 1.6(a)]。勒夫波传播时，质点在地平面内产生与波前进方向相垂直的运动，在地面上表现为蛇形运动[图 1.6(b)]。面波的传播速度较慢，约为剪切波传播速度的 90%，而面波周期长、振幅大、衰减慢，故能传播到很远的地方。面波使地面既垂直振动又水平振动。

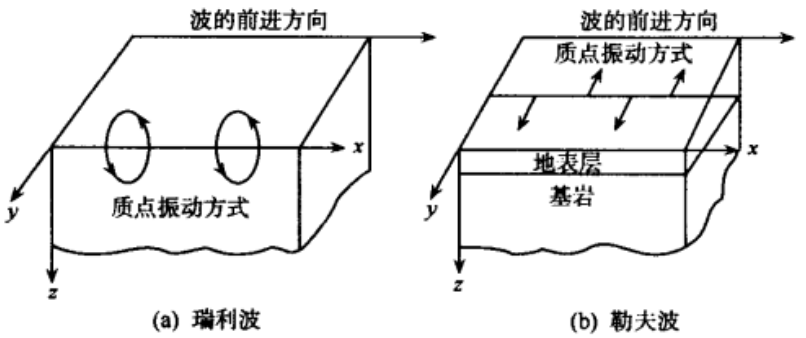


图 1.6　面波质点振动方式

综上所述，地震波的传播速度以纵波最快，剪切波次之，面波最慢。所以在一般地震波记录图上，纵波最先到达，剪切波次之，面波到达最晚，然而就振幅而言，后者最大。由于面波的能量要比体波大，所以造成建筑物和地表破坏的主要以面波为主。大量震害调查表明，一般建筑物的震害主要是由水平振动引起，因此，由体波和面波共同引起的水平地震作用通常是最主要的地震作用。

1.3.2　地震动的三要素

地震引起地面运动，称为地震动。地面运动的位移、速度和加速度可以用仪器记录下

来。地面运动记录是地震工程的重要资料。建筑抗震设计采用直接动力法计算地震时程反应时，需要用到强震地面运动记录，绘制地震反应谱曲线(供抗震设计之用)时，更需要有大量的强震地面运动记录。人们一般通过记录地面运动的加速度来了解地震动的特征，对加速度记录进行积分可进一步得到地面运动的速度和位移，图 1.7 所示为一典型强震记录结果。一般说来，一点处的地震动在空间具有 6 个方向的分量(3 个平动分量和 3 个转动分量)，目前一般只能获得平动分量的记录，对转动分量的记录很难获得。从前面对于地震波的介绍可知，地面上任一点的振动过程实际上包括各种类型地震波的综合作用。因此，从地震记录上很难分清是哪一种波的作用。

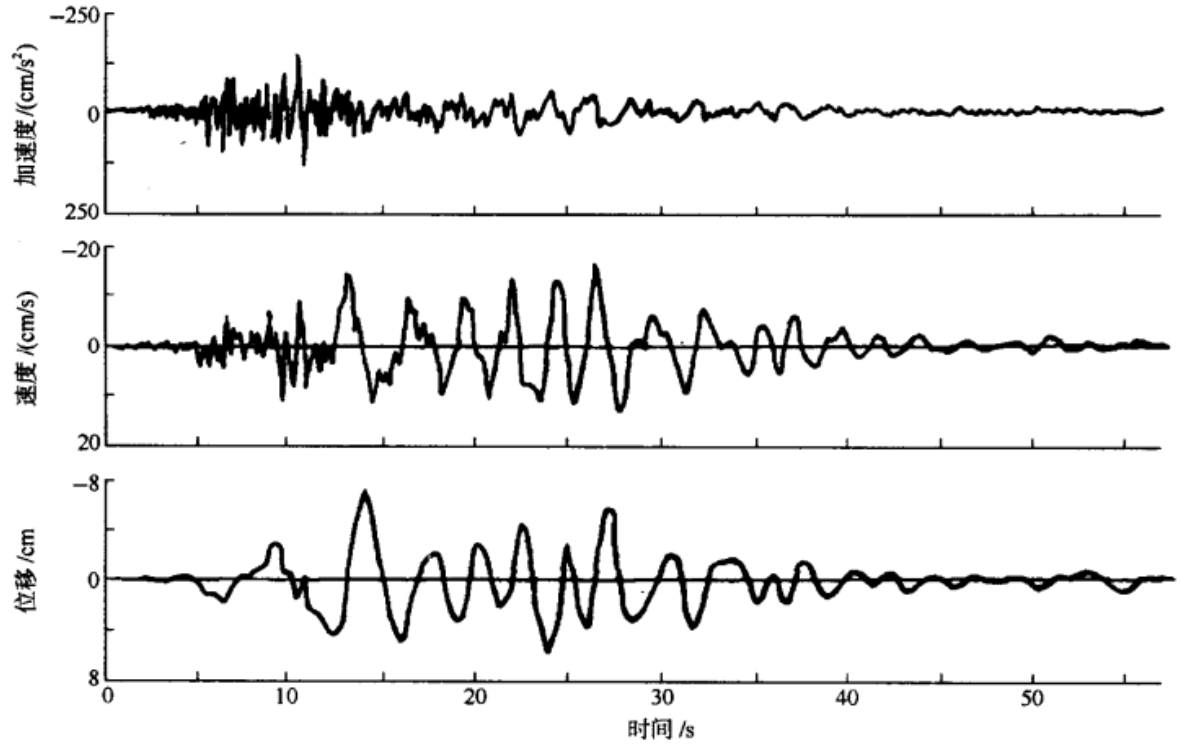


图 1.7　典型强震记录(加速度、速度、位移)

地震动是一种随机过程。因此，地震动记录的信号是极不规则的。然而，我们可以通过分析，采用几个特定的要素来反映不规则的地震波。例如，通过最大振幅，可以定量反映地震动的强度特性；通过对地震记录的频谱分析，可以揭示地震动的周期分布特征；通过对强震持续时间的定义和测量，可以考察地震动循环作用程度的强弱。地震动的峰值(最大振幅)、频谱特性和持续时间，通常称为地震动的三要素。工程结构的地震破坏，与地震动的三要素密切相关。

1.3.3　震级

地震震级(Magnitude)是表示地震本身强度或大小的一种度量指标，用符号 M 表示。

目前国际上比较通用的是里氏震级，最早是由美国学者里克特(C. F. Richter)于 1935 年提出，其给出的震级计算公式为

$$M = \lg A - \lg A_0 \tag{1.4}$$

式中 A——地震记录图上量得的以微米(μm)为单位的最大水平位移；

$\lg A_0$——依震中距而变化的起算函数：当震中距为 100km 时，$A_0=1\mu$m，即 $\lg A_0=0$。

里氏震级具有一定的适用条件，如必须使用特定的地震仪。后来，人们在里氏震级的基础上，又提出了一些其他震级表示法，如面波震级、体波震级和矩震级等。

震级与地震释放的能量之间有如下关系：

$$\lg E = 1.5M + 11.8 \tag{1.5}$$

式中 E——地震释放的能量，单位为尔格(erg)，$1\text{erg}=10^{-7}\text{J}$。

根据上述关系，震级每增加一级，地震释放的能量约增大 32 倍。一个 6 级地震所释放出的能量为 6.31×10^{20}erg，相当于一个两万吨级的原子弹所释放的能量。

根据震级 M 的大小，可将地震分为：

有感地震：$M=2\sim4$ 级；

破坏地震：$M\geqslant5$ 级；

强烈地震：$M\geqslant7$ 级；

特大地震：$M\geqslant8$ 级。

迄今记录到的世界上最大的地震是 1960 年 5 月 22 日发生在智利的 8.9 级地震。

1.3.4 地震烈度

地震烈度(Intensity)是指某一地区的地面和各类建筑物遭受一次地震影响的强弱程度，是衡量地震引起的后果的一种度量。对于一次地震来说，震级只有一个，但相应这次地震的不同地区则有不同的地震烈度。一般地说，震中区地震影响最大，烈度最高；距震中越远，地震影响越小，烈度越低。

1. 地震烈度表

地震烈度表是评定烈度大小的尺度和标准，目前主要是根据地震时人的感觉、器物的反应、建筑物破损程度和地貌变化特征等宏观现象综合判定划分的。在有充分记录时，也可采用加速度和速度等定量指标划分。目前我国和世界上绝大多数国家采用的是划分为 12 度的烈度表，欧洲一些国家采用划分为 10 度的烈度表，日本则采用划分为 8 度的烈度表。

我国最早的地震烈度表是 1957 年颁布实施的。进入 20 世纪 70 年代以后，我国地震工作者在研究总结的基础上，对 1957 年烈度表进行了全面修订，颁布了 1980 年地震烈度表。近几年来随着防震减灾标准化工作的深入开展，我国的地震烈度表已列入国家标准化系列，并按照国家标准要求对 1980 年烈度表进行了修订。新烈度表已于 1999 年 11 月 1 日起实施，全名为《中国地震烈度表》(GB/T 17742-1999)，见附录 I 。新的烈度表继承了

1980 年烈度表的基本内容，只是对不同烈度的现象表述做了一些修订。

2. 地震区划图与设防烈度

地震区划图是根据一个地区的地震活动特性，按给定目的区划出来的地区内可能发生的地震动强弱程度的分布图，它实际上是对未来地震影响程度的一种预测。我国已经有过 3 代地震区划图，分别完成于 1957 年、1977 年和 1990 年，它们都是按地震烈度来划分的。近年来，随着我国对地震认识的不断深入，为了在抗震设计中更充分地考虑地震影响，我国地震工作者对 1990 年地震区划图进行了修订，将其改为直接以地震动参数表示的区划图。新区划图，即《中国地震动参数区划图》(GB18306-2001)，已于 2001 年 8 月 1 日起实施。该图根据地震危险性分析方法，提供了Ⅱ类场地土，50 年超越概率为 10%的地震动参数，共给出两张图：①地震动峰值加速度分区图；②地震动反应谱特征周期分区图。附录Ⅱ中给出了我国抗震规范(GB50011-2001)提供的与新《中国地震动参数区划图》相对应的我国主要城市的地震动参数值。附录Ⅱ中给出的设计基本地震加速度的取值与《中国地震动参数区划图》中所规定的“地震动峰值加速度”相当。

抗震设防烈度是按国家规定的权限批准作为一个地区抗震设防依据的地震烈度。我国现行建筑抗震设计规范规定，一般情况下，抗震设防烈度可采用中国地震动参数区划图的地震基本烈度，或与抗震规范中设计基本地震加速度对应的烈度值。对已编制抗震设防区划的城市，可按批准的抗震设防烈度或设计地震动参数进行抗震设防。抗震设防烈度与设计基本地震加速度之间的对应关系如表 1.2 所示。设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 地区内的建筑，应分别按抗震设防烈度 7 度和 8 度的要求进行抗震设计。

在上面，我们分别提到了烈度、基本烈度和设防烈度。必须指出，这三种烈度具有完全不同的概念，其区别列于表 1.3。

表 1.2　抗震设防烈度和设计基本地震加速度值的对应关系

抗震设防烈度	6	7	8	9
设计基本地震加速度值	0.05g	0.10 (0.15)g	0.20 (0.30)g	0.40g

注：g 为重力加速度。

表 1.3　烈度、基本烈度和设防烈度的区别

	烈　度	基本烈度	设防烈度
定义	某地区遭受一次地震影响的强弱程度	在一定时期内，某地区可能遭遇到的超越某一概率的最大地震烈度	作为一个地区抗震设防依据的地震烈度
确定依据	地震发生后，按附录Ⅰ的中国地震烈度表确定	以长期地震预报为基础，按《中国地震动参数区划图》(GB18306-2001)，系指 50 年期限内，Ⅱ类场地条件下，可能遭遇超越概率为 10%的烈度值	规范规定，抗震设防烈度必须按国家规定的权限审批、颁发的文件确定。一般情况下可采用《中国地震动参数区划图》的地震基本烈度

1.4 建筑抗震设防要求

1.4.1 三水准设防目标

工程抗震设防的目的是在一定的经济条件下，最大限度地限制和减轻建筑物的地震破坏，保障人民生命财产的安全。为了实现这一目的，我国《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)明确提出了三个水准的抗震设防要求：

第一水准：当遭受低于本地区设防烈度的多遇地震影响时，建筑物一般不受损坏或不需修理仍可继续使用；

第二水准：当遭受相当于本地区设防烈度的地震影响时，建筑物可能损坏，但经一般修理或不需修理仍可继续使用；

第三水准：当遭受高于本地区设防烈度预估的罕遇地震影响时，建筑物不致倒塌或发生危及生命的严重破坏。

上述三水准设防目标可简单概述为“小震不坏，中震可修，大震不倒”。“小震不坏”对应于第一水准，要求建筑结构满足多遇地震作用下的承载力极限状态验算要求及建筑的弹性变形不超过规定的弹性变形限值。“中震可修”对应于第二水准，要求建筑结构具有相当的延性能力(变形能力)，不发生不可修复的脆性破坏。“大震不倒”对应于第三水准，要求建筑具有足够的变形能力，其弹塑性变形不超过规定的弹塑性变形限值。

我国对小震、中震和大震规定了具体的概率水准。根据对我国一些主要地震区的地震危险性分析结果，我国地震烈度的概率分布基本上符合极值Ⅲ型分布，其概率密度函数曲线的基本形状如图 1.8 所示。根据分析，当设计基准期取为 50 年时，上述概率密度曲线的峰值烈度(众值烈度)所对应的被超越概率为 63.2%，因此，可以将这一烈度定义为小震烈度，又称多遇地震烈度。我国地震区划图所规定的各地的基本烈度，可取为中震对应的

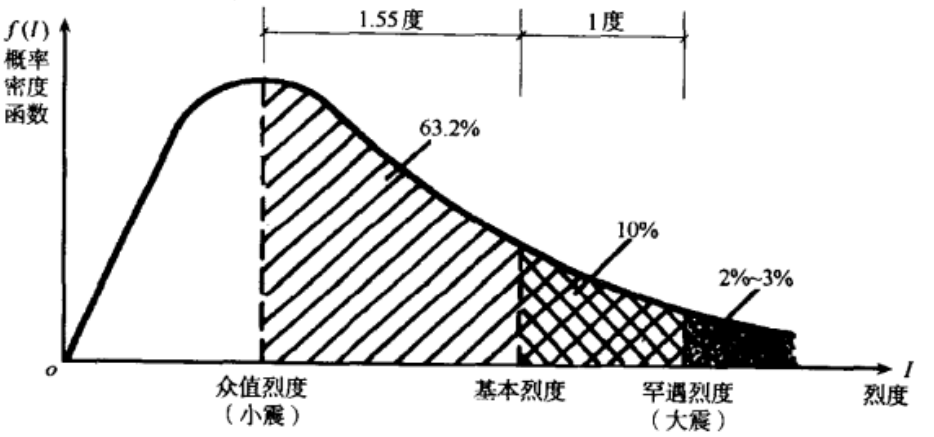


图 1.8 三种烈度关系示意图

烈度，它在50年内的超越概率为10%，一般将此烈度定为抗震设防烈度。大震是罕遇的地震，它所对应的地震烈度在50年内超越概率为2%～3%左右，这个烈度称为罕遇地震烈度。根据统计分析，若以基本烈度为基准，则多遇烈度比基本烈度约低1.55度，而罕遇烈度比基本烈度约高1度(图1.8)。三个烈度水准之间的关系如表1.4所示。

表1.4　三种烈度水准比较

烈度水准	地震水准	50年超越概率	烈度关系
众值烈度	多遇地震(小震)	63.2%	$I_0-1.55$度
基本烈度	设防烈度地震(中震)	10%	I_0
罕遇烈度	罕遇地震(大震)	2%～3%	I_0+1度

1.4.2　两阶段设计方法

建筑结构的抗震设计应满足上述三水准的抗震设防要求。为实现此目标，我国建筑抗震设计规范采用了简化的两阶段设计方法。其主要设计思路是：通过控制第一和第三水准的抗震设防目标，使第二水准得以满足，不需另行计算。

第一阶段设计：按第一水准多遇地震烈度对应的地震作用效应和其他荷载效应的组合验算结构构件的承载能力和结构的弹性变形。在多遇地震作用下，结构应能处于正常使用状态。设计内容包括截面抗震承载力验算、结构弹性变形验算以及抗震构造措施等。通常将此阶段设计称为承载力验算。

第二阶段设计：按第三水准罕遇地震烈度对应的地震作用效应验算结构的弹塑性变形。在罕遇地震作用下，结构进入弹塑性状态，产生较大的非弹性变形。为满足“大震不倒”的要求，应控制结构的弹塑性变形在允许的范围。此阶段设计通常称为弹塑性变形验算。

通过第一阶段设计，将保证第一水准下的“小震不坏”要求。通过第二阶段设计，使结构满足第三水准下的“大震不倒”要求。在设计中，通过良好的抗震构造措施使第二水准的要求得以实现，从而满足“中震可修”的要求。

必须指出，在实际抗震设计中，并非所有结构都需进行第二阶段设计。对大多数结构，一般可只进行第一阶段设计，而通过概念设计和抗震构造措施来满足第三水准的设计要求。只有对特殊要求的建筑、地震时易倒塌的结构以及有明显薄弱层的不规则结构，除进行第一阶段设计外，还要进行结构薄弱部位的弹塑性层间变形验算并采取相应的抗震构造措施，实现第三水准的设防要求。此部分的具体规定将在后面章节的相应部分给予介绍。

1.4.3　建筑抗震设防分类和设防标准

对于不同使用性质的建筑物，地震破坏造成的后果的严重性是不一样的。因此，建筑

物的抗震设防应根据其重要性和破坏后果而采用不同的设防标准。我国规范根据建筑使用功能的重要性，将建筑抗震设防分为甲、乙、丙、丁四个类别。

甲类建筑：重大建筑工程和地震时可能发生严重次生灾害的建筑。如可能产生大爆炸、核泄露、放射性污染、剧毒气体扩散的建筑。

乙类建筑：地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的建筑。如城市生命线工程(供水、供电、交通、消防、医疗、通讯等系统)的核心建筑。

丙类建筑：除甲、乙、丁类以外的一般建筑。如一般的工业与民用建筑、公共建筑等。

丁类建筑：抗震次要建筑。如一般的仓库、人员较少的辅助建筑物等。

对于不同的抗震设防类别，在进行建筑抗震设计时，应采用不同的抗震设防标准。我国规范分别从地震作用计算和抗震措施两个方面对四类设防类别的设防标准进行了规定，见表 1.5。

表 1.5　建筑的抗震设防标准

建筑抗震设防类别	地震作用计算	抗震措施
甲类	应高于本地区抗震设防烈度的要求，其值应按批准的地震安全性评价结果确定	当抗震设防烈度为 6～8 度时，应符合本地区抗震设防烈度提高一度的要求。当为 9 度时，应符合比 9 度抗震设防更高的要求
乙类	应符合本地区抗震设防烈度的要求(6 度时可不进行计算)	一般情况下，当抗震设防烈度为 6～8 度时，应符合本地区抗震设防烈度提高一度的要求。当为 9 度时，应符合比 9 度抗震设防更高的要求
丙类	应符合本地区抗震设防烈度的要求(6 度时可不进行计算)	应符合本地区抗震设防烈度的要求
丁类	一般情况下，应符合本地区抗震设防烈度的要求(6 度时可不进行计算)	允许比本地区抗震设防烈度的要求适当降低，但抗震设防烈度为 6 度时不应降低

1.5　建筑抗震概念设计

建筑抗震设计一般包括三个方面：概念设计、抗震计算和构造措施。所谓概念设计是指根据地震灾害和工程经验等所形成的基本设计原则和设计思想，进行建筑和结构的总体布置并确定细部构造的过程。概念设计在总体上把握抗震设计的基本原则；抗震计算为建筑抗震设计提供定量手段；构造措施则可以在保证结构整体性、加强局部薄弱环节等意义上保证抗震计算结果的有效性。抗震设计上述三个层次的内容是一个不可割裂的整体，忽略任何一部分，都可能造成抗震设计的失败。关于抗震计算与抗震构造措施我们将在后续各章中予以介绍，本节先讨论概念设计的有关问题。

20 世纪 70 年代以来，人们在 ，“概念设计”往往比“计算设计”更为重要。这主要是由于地震及地震效应的随机性和复杂性，以及计算模型与实际情况的差异，使得地震时造成建筑破坏的程度很难准确预测。因此，要进行精确的抗震计算是困难的。结构的抗震性能在更大程度上取决于良好的“概念设计”。

建筑抗震概念设计一般主要包括以下几个内容：注意场地选择和地基基础设计，把握建筑结构的规则性，选择合理抗震结构体系，合理利用结构延性，重视非结构因素，确保材料和施工质量。

1.5.1 场地、地基和基础

选择建筑场地时，应掌握地震活动情况和工程地质的有关资料，宜选择有利地段，避开不利场地，不在危险地段建设。有关各类地段的划分可参阅表 1.6。

表 1.6 有利、不利和危险地段的划分

	地质、地形、地貌
有利地段	稳定基岩，坚硬土，开阔、平坦、密实、均匀的中硬土等
不利地段	软弱土，液化土，条状突出的山嘴，高耸孤立的山丘，非岩质的陡坡，河岸和边坡边缘，平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层（如故河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷及半填半挖地基）等
危险地段	地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发震断裂带上可能发生地表位错的部位

地基和基础设计应符合下列要求：

（1）同一结构单元的基础不宜设置在性质截然不同的地基上。

（2）同一结构单元不宜部分采用天然地基，部分采用桩基。

（3）地基为软弱黏性土、液化土、新近填土或严重不均匀土时，应估计地震时地基不均匀沉降或其他不利影响，并采取相应的措施。

1.5.2 建筑结构的规则性

建筑结构不规则可能造成较大地震扭转效应，产生严重应力集中，或形成抗震薄弱层。因此，在建筑抗震设计中，应使建筑物的平、立面布置规则、对称，具有良好的整体性。质量和刚度变化宜均匀，防止在平面上质量中心与刚度中心不重合而造成严重的扭转振动。竖向抗侧力构件的截面尺寸和材料强度宜自下而上逐渐减小，避免抗侧力结构的侧向刚度和承载力突变而形成薄弱层。

建筑结构的不规则类型可分为平面不规则和竖向不规则（表 1.7、表 1.8）。当采用不规则建筑结构时，应按建筑抗震设计规范的要求进行水平地震作用计算和内力调整，并应对薄弱部位采取有效的抗震构造措施。

对体型复杂、平立面特别不规则的建筑结构，可按实际需要在适当部位设置防震缝，形成多个较规则的抗侧力结构单元，但应注意使设缝后形成的结构单元的自振周期避开场地土的卓越周期。

表 1.7　平面不规则的类型

不规则类型	定　义
扭转不规则	楼层的最大弹性水平位移(或层间位移)，大于该楼层两端弹性水平位移(或层间位移)平均值的 1.2 倍
凹凸不规则	结构平面凹进的一侧尺寸，大于相应投影方向总尺寸的 30%
楼板局部不连续	楼板的尺寸和平面刚度急剧变化，例如，有效楼板宽度小于该层楼板典型宽度的 50%，或开洞面积大于该层楼面面积的 30%，或较大的楼层错层

表 1.8　竖向不规则的类型

不规则类型	定　义
侧向刚度不规则	该层的侧向刚度小于相邻上一层的 70%，或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的 80%；除顶层外，局部收进的水平向尺寸大于相邻下一层的 25%
竖向抗侧力构件不连续	竖向抗侧力构件(柱、抗震墙、抗震支撑)的内力由水平转换构件(梁、桁架等)向下传递
楼层承载力突变	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80%

1.5.3　抗震结构体系

抗震结构体系是抗震设计应考虑的关键问题，结构方案的选取是否合理，对安全性和经济性起决定的作用。结构体系应根据建筑的抗震设防类别、抗震设防烈度、建筑高度、场地条件、地基、结构材料和施工等因素，经技术、经济和使用条件综合比较确定。

(1) 在选择建筑抗震结构体系时，应注意符合下列各项要求：

1) 应具有明确的计算简图和合理的地震作用传递途径。

2) 宜有多道抗震防线，应避免因部分结构或构件破坏而导致整个结构丧失抗震能力或对重力荷载的承载能力。在建筑抗震设计中，可以利用多种手段实现设置多道防线的目的，例如：增加结构超静定次数、有目的地设置人工塑性铰、利用框架的填充墙、设置耗能元件或耗能装置等等。

3) 应具备必要的抗震承载力、良好的变形能力和消耗地震能量的能力。结构抵抗强烈地震，主要取决于其吸能和耗能能力，这种能力依靠结构或构件在预定部位产生塑性铰，即结构可承受反复塑性变形而不倒塌，仍具有一定的承载能力。为实现上述目的，可利用结构各部位的联系构件形成耗能元件，或将塑性铰控制在一系列有利部位，使这些并不危险的部位首先形成塑性铰或发生可以修复的破坏，从而保护主要承重体系。

4) 宜具有合理的刚度和承载力分布，避免因局部削弱或突变形成薄弱部位，产生过

大的应力集中或塑性变形集中；对可能出现的薄弱部位，应采取措施提高抗震能力。

5）结构在两个主轴方向的动力特性宜相近。

（2）对结构构件的设计应符合下列要求：

1）砌体结构应按规定设置钢筋混凝土圈梁和构造柱、芯柱，或采用配筋砌体等。

2）混凝土结构构件应合理地选择尺寸、配置纵向受力钢筋和箍筋，避免剪切破坏先于弯曲破坏、混凝土的压溃先于钢筋的屈服、钢筋的锚固黏结破坏先于构件破坏。

3）预应力混凝土的抗侧力构件，应配有足够的非预应力钢筋。

4）钢结构构件应合理控制尺寸，避免局部失稳或整个构件失稳。

（3）结构各构件之间应可靠连接，保证结构的整体性，应符合下列要求：

1）构件节点的破坏，不应先于其连接的构件。

2）预埋件的锚固破坏，不应先于连接件。

3）装配式结构构件的连接，应能保证结构的整体性。

4）预应力混凝土构件的预应力钢筋，宜在节点核心区以外锚固。

5）各种抗震支撑系统应能保证地震时结构的稳定。

1.5.4 结构延性的利用

除强度与刚度要求外，在地震区结构要有良好的抵抗塑性变形的能力，即延性要求。这样通过结构的塑性变形来吸收和消耗地震输入能量，有利于抗御倒塌破坏，提高抗震潜力。

在设计中，可采取多种构造措施和耗能手段来增强结构与构件的延性。如对于钢筋混凝土框架结构采用强柱弱梁、强剪弱弯、强节点弱构件的设计思想，对砌体结构采用配筋措施等。在结构中通过设置一些耗能节点或耗能支撑，吸收并耗散地震能量，也可大大提高结构的延性。此外，如国际著名抗震专家日本武滕清提出的在高层框架结构设置带竖缝的混凝土墙板，不仅增加了柔性框架抗侧力强度和刚度，还大大改善了其延性性能。

1.5.5 非结构构件

为了防止附加震害，减少损失，应处理好非承重结构构件与主体结构之间的如下关系：

（1）附着于楼、屋面结构上的非结构构件，应与主体结构有可靠的连接或锚固，避免地震时倒塌伤人或砸坏重要设备。

（2）围护墙和隔墙应考虑对结构抗震的不利影响，避免不合理设置而导致主体结构的破坏。

（3）幕墙、装饰贴面与主体结构应有可靠连接，避免地震时脱落伤人。

（4）安装在建筑上的附属机械、电气设备系统的支座和连接，应符合地震时使用功能的要求，且不应导致相关部件的损坏。

1.5.6 结构材料与施工

抗震结构在材料选用、施工质量，特别是材料的代用上有其特殊的要求，应予以重视。抗震结构对材料和施工质量的特殊要求，应在设计文件上注明，并应保证切实执行。

本章学习提要

通过本章的学习，应达到如下要求：

1. 了解地震基本知识及地震造成的震害现象。

2. 掌握地震波、震级和地震烈度的概念；深刻理解烈度、基本烈度和设防烈度的区别与联系。

3. 深刻理解三水准设防目标和两阶段设计方法。

4. 掌握建筑抗震设防分类的划分及设防标准。

5. 理解建筑抗震概念设计的思想和主要内容。

习题及思考题

1.1 为什么要进行建筑抗震设计？我国《建筑抗震设计规范》规定对哪些建筑必须进行抗震设计？

1.2 地震按其成因分为哪几种类型？按其震源的深浅又分为哪几种类型？

1.3 地震灾害主要表现在哪几个方面？建筑物破坏的表现形式是什么？

1.4 什么是地震波？地震波包含了哪几种波？

1.5 什么是地震动的三要素？它们的作用是什么？

1.6 什么是地震震级？什么是地震烈度、基本烈度和抗震设防烈度？

1.7 简述众值烈度、基本烈度和罕遇烈度的划分标准及其关系。

1.8 我国规范依据建筑使用功能的重要性将建筑分为哪几类？分类的作用是什么？

1.9 抗震设防烈度和设计基本地震加速度的关系是什么？

1.10 什么是三水准设防目标和两阶段设计方法？

1.11 什么是建筑抗震概念设计？它主要包括哪几方面内容？

1.12 在选择建筑抗震结构体系时，应注意符合哪些要求？

第二章　建筑场地与地基基础

2.1　概　　述

建筑场地是指建筑物所在地，在平面上大体相当于厂区、居民点和自然村的区域范围。任何一个建筑物，都坐落和嵌固在建筑场地的岩土地基上。地震对建筑物的破坏作用通过场地、地基和基础传递给上部结构。因此，研究建筑结构在地震作用下的震害形态、破坏机理以及抗震设计等问题，都离不开对场地土和地基的研究，而研究场地和地基在地震作用下的反应及其对上部结构影响，正是场地抗震评价的重要任务。

一次强烈地震后，有大量建筑物和构筑物等设施遭受破坏，其破坏形态多种多样，极其复杂，但是我们可以从破坏性质和工程对策的角度将其大体区分为两种类型，即场地和地基的破坏作用和场地的地震动作用。

1. 场地和地基的破坏作用

场地和地基的破坏作用一般是指造成建筑物和构筑物破坏的直接原因是由于场地和地基稳定性引起的，也就是说地震时首先是场地和地基破坏，从而产生建筑物和构筑物破损并引起其他灾害。场地和地基破坏作用大致有地面破裂、滑坡和坍塌，地基失效等几种类型。对这种场地和地基的破坏作用，一般是通过场地选择和地基处理来减轻地震灾害的。

2. 场地的地震动作用

场地的地震动作用是指由于强烈地面运动引起地面设施振动而产生的破坏作用。强烈地震引起的结构破坏和倒塌是造成大量生命财产损失的最普遍和最主要的原因。根据国内外破坏性地震的调查资料估计，至少 95%以上的人员伤亡和建筑物破坏是直接由于地面震动造成的。此外，强烈的地面震动也是其他地震破坏作用如地基失效、滑坡等的外部条件。所以，影响范围广大的强烈地震动是所有地震破坏作用中最重要的。减轻它所产生的地震灾害的主要途径是合理地进行抗震和减震设计和采取抗震和减震措施。为此需要确定工程场地的设计地震动参数。

为了有效地减轻上述两种地震破坏作用，抗震设计规范采取场地选择和地基处理来减轻由于场地和地基的破坏作用引起的震害；对于地震动作用，则通过建筑场地分类来调整设计反应谱的途径加以抵御。

2.2 建筑场地

国内外大量震害表明，不同场地上的建筑震害差异是十分明显的。因此，研究场地条件对建筑震害的影响是建筑抗震设计中十分重要的问题。一般认为，场地条件对建筑震害的主要影响因素是：场地土的刚度（即坚硬或密实程度）大小和场地覆盖层厚度。震害经验指出，土质愈软，覆盖层愈厚，建筑物震害愈严重，反之愈轻。

2.2.1 场地土类型

场地土，是指场地范围内的地基土。研究表明，场地土质坚硬与否对地表地震效应影响明显。这种土质坚硬性能常称之为“土的刚度”。场地土的刚度一般用土的剪切波速表示，因为剪切波速是土的重要动力参数，是最能反映场地土的动力特性的，因此，以剪切波速表示场地土的刚度广为各国抗震规范所采用。根据场地土的刚度，规范将场地土划分为四种类型，见表 2.1。

表 2.1 土的类型划分和剪切波速范围

土的类型	岩土名称和性状	土层剪切波速范围/(m/s)
坚硬土或岩石	稳定岩石，密实的碎石土	$v_s>500$
中硬土	中密、稍密的碎石土，密实、中密的砾、粗、中砂，$f_{ak}>200$ 的黏性土和粉土，坚硬黄土	$500\geqslant v_s>250$
中软土	稍密的砾、粗、中砂，除松散外的细、粉砂，$f_{ak}\leqslant 200$ 的黏性土和粉土，$f_{ak}>130$ 的填土，可塑黄土	$250\geqslant v_s>140$
软弱土	淤泥和淤泥质土，松散的砂，新近沉积的黏性土和粉土，$f_{ak}\leqslant 130$ 的填土，流塑黄土	$v_s\leqslant 140$

注：f_{ak}为由荷载试验等方法得到的地基承载力特征值(kPa)；v_s 为岩土剪切波速。

2.2.2 场地覆盖层厚度

场地覆盖层厚度，原意是指从地表到地下基岩面的垂直距离，也就是基岩土的埋深。从理论上讲，当下层剪切波速比上层剪切波速大得多时，下层可当做基岩。研究表明，场地覆盖层厚度的大小直接影响地面反应谱的周期及强度。当基岩土埋深小时，薄土层对短周期分量有明显放大作用；相反，当基岩土埋深大时，厚土层则能使地面运动中长周期分量有所加强，即厚土层的反应谱主周期偏长。

在工程设计中，一般不以实际基岩面计算场地覆盖层厚度。我国规范中按下列要求确定场地的覆盖层厚度：

(1) 一般情况下，应按地面至剪切波速大于 500m/s 的土层顶面的距离确定。

(2) 当地面 5m 以下存在剪切波速大于相邻上层土剪切波速 2.5 倍的土层，且其下卧岩土的剪切波速均不小于 400m/s 时，可按地面至该土层顶面的距离确定。

(3) 剪切波速大于 500m/s 的孤石、透镜体，应视同周围土层。

(4) 土层中的火山岩硬夹层，应视为刚体，其厚度应从覆盖土层中扣除。

2.2.3 土层等效剪切波速

土层等效剪切波速反映各土层的综合刚度，其值可根据地震波通过计算深度范围内各土层的总时间等于该波通过同一计算深度的单一折算土层所需的时间求得。

如图 2.1，设场地土计算深度 d_0 范围内有 n 种性质不同的土层，地震波通过它们的波速分别为 $v_{s1}, v_{s2}, \cdots, v_{sn}$，各土层的厚度分别为 $d_1, d_2, \cdots, d_n$，则地震波通过各土层所需的时间为

$$t = \sum_{i=1}^{n} (d_i / v_{si}) \tag{2.1}$$

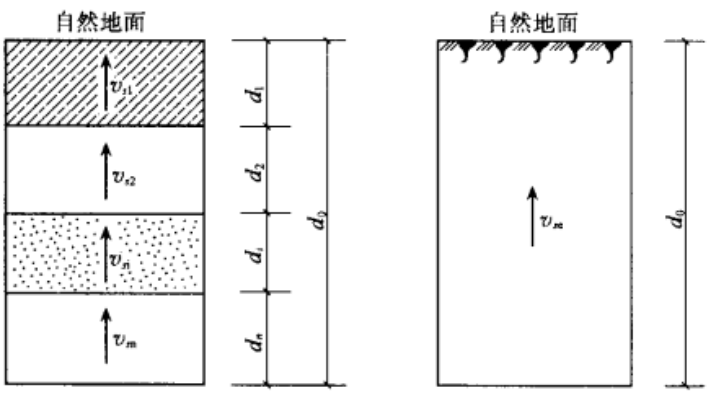


图 2.1 土层等效剪切波速计算

将各土层折算为厚度为 d_0 的单一土层，则土层等效剪切波速为

$$v_{se} = d_0 / t \tag{2.2}$$

式中 v_{se}——土层等效剪切波速(m/s)；

d_0——土层计算深度(m)，取覆盖层厚度和 20m 两者的较小值；

t——剪切波在地面至计算深度之间的传播时间(s)；

d_i——计算深度范围内第 i 土层的厚度(m)；

v_{si}——计算深度范围内第 i 土层的剪切波速(m/s)；

n——计算深度范围内土层的分层数。

对于丁类建筑及层数不超过 10 层且高度不超过 30m 的丙类建筑，当无实测剪切波

速时，可根据岩土名称和性状，按表 2.1 划分土的类型，再利用当地经验在表 2.1 的剪切波速范围内估计各土层的剪切波速，最后按式(2.2)确定场地计算深度范围内土层等效剪切波速。

2.2.4 建筑场地类别划分

建筑场地类别是场地条件的基本表征，场地条件对地震的影响已被多次大地震的震害现象、理论分析结果和强震观测资料所证实。研究表明，以下两个场地条件是影响地表振动的主要因素：①场地土的刚度；②场地覆盖层厚度。场地土的刚度可通过土层等效剪切波速来反映。我国规范根据上述两个影响因素将建筑场地划分为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ四种类别，见表 2.2。应当注意，建筑场地类别和前述的场地土类型是两个完全不同的概念，场地土类型只反映某类单一土质情况，而建筑场地类别是对位于覆盖层深度范围内的各类土质的综合评价。

表 2.2 各类建筑场地的覆盖层厚度(m)

等效剪切波速/(m/s)	场地类别			
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
$v_{se}>500$	0	—	—	—
$500\geqslant v_{se}>250$	<5	≥5	—	—
$250\geqslant v_{se}>140$	<3	3～50	>50	—
$v_{se}\leqslant 140$	<3	3～15	>15～80	>80

划分建筑场地类别的目的是在地震作用计算中定量考虑场地条件对设计参数的影响，确定不同场地上的设计反应谱，以便采取合理的设计参数和有关的抗震构造措施。

【例题 2.1】 已知某建筑场地的钻孔地质资料如表 2.3 所示，试确定该场地的类别。

表 2.3 例题 2.1 钻孔资料

土层底部深度/m	土层厚度/m	岩土名称	土层剪切波速/(m/s)
2.00	2.00	杂填土	220
5.00	3.00	粉土	300
8.50	3.50	中砂	390
15.70	7.20	碎石土	550

【解】 因为距地面 8.5m 以下土层的剪切波速 $v_s=550\text{m/s}>500\text{m/s}$，故场地覆盖层厚度 $d_{ov}=8.5\text{m}$，又 $d_{ov}<20\text{m}$，所以土层计算深度 $d_0=8.5\text{m}$。按式(2.1)、式(2.2)，有

$$t=\sum_{i=1}^{n}(d_i/v_{si})=\frac{2.0}{220}+\frac{3.0}{300}+\frac{3.5}{390}=0.028(\mathrm{s})$$

$$v_{se}=d_0/t=8.5/0.028=303.6(\mathrm{m/s})$$

查表 2.2，v_{se}位于 250～500m/s 之间，且 $d_{0v}>5\mathrm{m}$，因此该场地的类别为Ⅱ类。

【例题 2.2】 已知某 8 层、高度为 26m 的丙类建筑的场地地质钻孔资料如表 2.4 所示(无剪切波速数据)，试确定该场地的类别。

表 2.4 例题 2.2 钻孔资料

土层底部深度/m	土层厚度/m	岩土名称	地基土静承载力特征值/kPa
2.50	2.50	杂填土	130
10.00	7.50	粉质黏土	150
22.50	12.50	中密的细砂	180
—	—	基 岩	—

【解】 场地覆盖层厚度 $d_{0v}=22.5\mathrm{m}>20\mathrm{m}$，所以场地计算深度 $d_0=20\mathrm{m}$。

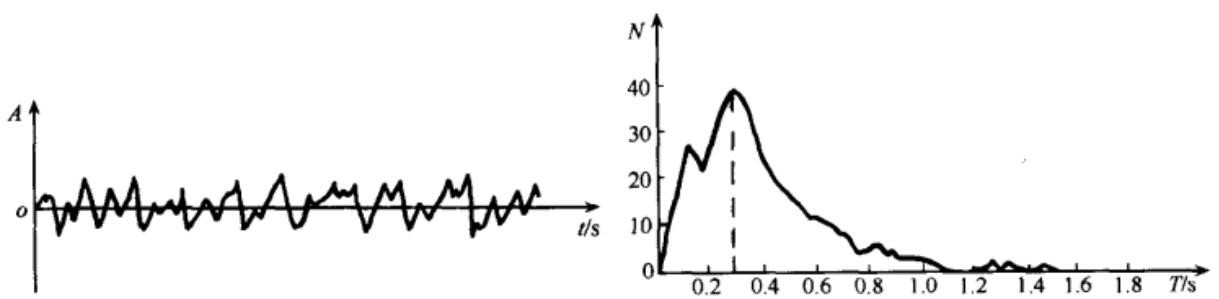
本例在计算深度范围内有 3 层土，根据杂填土静承载力特征值 $f_{ak}=130\mathrm{kPa}$，由表 2.1 取其剪切波速为 $v_s=140\mathrm{m/s}$；由表 2.1 进一步得到，本例中的粉质黏土、中密细砂的剪切波速范围均在 250～140m/s 之间，现取其平均值 195m/s。将上列数值代入式(2.2)得

$$v_{se}=\frac{20}{\frac{2.5}{140}+\frac{7.5}{195}+\frac{10}{195}}=185.9(\mathrm{m/s})$$

由表 2.2 可知，该建筑场地为Ⅱ类场地。

2.2.5 场地的卓越周期

地震引起的地面运动是一复杂的随机振动，为进一步掌握场地特性，可将地面振动的时程信号通过频谱分析转换为频谱信号(图 2.2)，我们将地表振动的频度-周期关系曲线



(a) 时程曲线　　(b) 频谱曲线

图 2.2 地表振动曲线

上频度最大值对应的周期称为场地的卓越周期。

一般说来，卓越周期的长短随场地土类型、地质构造、震级、震源深度、震中距等多种因素而变化，主要反映了场地特性。日本金井清等人根据地震记录研究了卓越周期和震级之间的关系。当地震大到一定级别(如5级)以上时，各地的地震动特性与地震大小无关，而且有固定的卓越周期。即同一场地的不同地震，各卓越周期均大致相同。在工程设计中一般考虑5级以上的地震动，这种地震动的卓越周期与场地土的固有周期基本相同。这是由于在岩层中传播的地震波具有多种频率成分，地震波通过覆盖土层传向地表的过程中，若其中某一频率分量的周期与覆盖土层的固有周期相近，由于共振作用，将使该分量的幅值得到明显放大，此周期即是场地的卓越周期。

场地的卓越周期或固有周期 T 可根据剪切波重复反射理论按下式计算：

$$T = \frac{4d_0}{v_{se}} \tag{2.3}$$

式中各符号的含义同式(2.2)。根据卓越周期的大小，可判别场地土质的软硬情况，卓越周期长，则场地土软。

卓越周期是场地的重要动力特性之一。震害调查表明，凡建筑物的自振周期与场地的卓越周期相等或接近时，建筑物的震害都有加重的趋势，这是由于建筑物发生共振现象所致。因此，在建筑抗震设计中，应使建筑物的自振周期避开场地的卓越周期，以避免发生共振现象。

2.3 地基基础抗震验算

2.3.1 一般原则

从我国多次强地震中遭受破坏的建筑来看，只有少数房屋是因为地基的原因而导致上部结构破坏的，而这类地基大多数是液化地基、易产生震陷的软土地基和严重不均匀地基，大量的一般性地基具有较好的抗震性能，极少发现因地基承载力不够而产生震害。基于这种情况，我国抗震规范对于量大面广的一般性地基和基础都不做抗震验算，而对于容易产生地基基础震害的液化地基、软土地基和严重不均匀地基，则规定了相应的抗震措施，以避免或减轻震害。

根据房屋震害调查统计资料，我国建筑抗震设计规范规定，下述建筑可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算：

(1) 砌体房屋。

(2) 地基主要受力层范围内不存在软弱黏性土层的下列建筑：①一般的单层厂房和单层空旷房屋；②不超过8层且高度在25m以下的一般民用框架房屋；③基础荷载与②相当的多层框架厂房。这里，软弱黏性土层是指设防烈度为7度、8度和9度时，地基承载

力特征值分别小于 80kPa、100kPa 和 120kPa 的土层。

(3) 规范中规定可不进行上部结构抗震验算的建筑。

当地基主要受力层范围内存在软弱黏性土层与湿陷性黄土时，应结合具体情况综合考虑，采用桩基、地基加固处理(如置换、加密、强夯等)或加强基础和上部结构处理等各项措施，也可根据软土震陷量的估计，采取相应措施。

对可液化地基，应采取 2.4 节中的相应措施。

2.3.2 地基抗震承载力

地基抗震承载力的计算采取在地基静承载力的基础上乘以抗震承载力调整系数的方法。我国建筑抗震设计规范规定，在进行天然地基抗震验算时，地基抗震承载力按下式计算：

$$f_{aE} = \zeta_a f_a \tag{2.4}$$

式中 f_{aE}——调整后的地基抗震承载力；

ζ_a——地基抗震承载力调整系数，按表 2.5 采用；

f_a——深宽修正后的地基承载力特征值，按《建筑地基基础设计规范》(GB50007-2002)采用。

表 2.5 地基土抗震承载力调整系数

岩土名称和性状	ζ_a
岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂，$f_{ak}\geqslant 300$ 的黏性土和粉土	1.5
中密、稍密的碎石土，中密和稍密的砾、粗、中砂，密实和中密的细、粉砂，$150\leqslant f_{ak}<300$ 的黏性土和粉土，坚硬黄土	1.3
稍密的细、粉砂，$100\leqslant f_{ak}<150$ 的黏性土和粉土，可塑黄土	1.1
淤泥，淤泥质土，松散的砂，杂填土，新近堆积黄土及流塑黄土	1.0

2.3.3 天然地基抗震承载力验算

验算天然地基地震作用下的竖向承载力时，按地震作用效应标准组合的基础底面平均压力和边缘最大压力应符合下列各式要求(见图 2.3)：

$$p \leqslant f_{aE} \tag{2.5}$$

$$p_{max} \leqslant 1.2 f_{aE} \tag{2.6}$$

式中 p——地震作用效应标准组合的基础底面平均压力，$p=(p_{max}+p_{min})/2$；

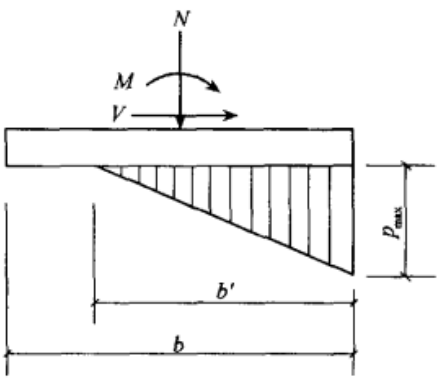


图 2.3 基底压力分布

p_{max}，p_{min}——地震作用效应标准组合的基础边缘的最大和最小压力。

规范规定，高宽比大于 4 的高层建筑，在地震作用下基础底面不宜出现拉应力；其他建筑，基础底面与地基土之间零应力区面积不应超过基础底面面积的 15%，对矩形底面基础，则有 $b' \geqslant 0.85b$（图 2.3）。

2.4 地基土的液化

2.4.1 液化的概念

饱和砂土或粉土的颗粒在强烈地震下发生相对位移，使土的颗粒结构趋于密实，如土本身的渗透系数较小，则孔隙水在短时间内排泄不走而受到挤压，孔隙水压力将急剧上升。当孔隙水压力增加到与剪切面上的法向压应力接近或相等时，砂土或粉土受到的有效压应力下降乃至完全消失。这时，砂土颗粒局部或全部将处于悬浮状态，土体的抗剪强度等于零，形成了犹如“液体”的现象，即称为地基土的“液化”。只有饱和砂土或粉土才会出现液化，因此有时也称“砂土液化”。

液化可引起地面喷水冒砂、地基不均匀沉陷、地裂或土体滑移，从而造成建筑物破坏。根据国内外调查，在各种由于地基失效引起的震害中，80%是因土体液化造成的。由液化造成严重震害的例子很多，如 1964 年美国阿拉斯加地震及 1964 年日本新泻地震，都出现了由于大量砂土地基液化而造成的建筑物不均匀下沉、倾斜甚至翻倒。其中最典型的是日本新泻某公寓住宅群普遍倾斜，最严重的倾角竟达 80°之多。在我国，1975 年的辽宁海城地震和 1976 年的河北唐山地震也都发生了大面积的地基液化震害，如唐山地震的液化范围达到了 2.4 万平方公里。

震害调查表明，影响地基土液化的因素主要有以下几个方面：

（1）土层的地质年代。地质年代的新老表示土层沉积时间的长短，地质年代越古老的土层，其固结度、密实度和结构性就越好，抵抗液化能力就越强。

（2）土的组成。一般说来，细砂较粗砂容易液化，颗粒均匀单一的较颗粒级配良好的容易液化。细砂容易液化的主要原因是其透水性差，地震时易产生孔隙水超压作用。

（3）相对密度。松砂较密砂容易液化；对于粉土，其黏性颗粒含量决定了这类土壤的性质，黏性颗粒少的比多的容易液化。

（4）土层的埋深。砂土层埋深越大，其上有效覆盖压力就越大，则土的侧限压力也就越大，就越不容易液化。

（5）地下水位。地下水位浅时较地下水位深时容易发生液化。对于砂土，一般地下水位小于 4m 时易液化，超过此深度后几乎不发生液化。

（6）地震烈度和地震持续时间。地震烈度越高和地震持续时间越长，越容易发生液化。一般液化主要发生在地震烈度为 7 度及以上地区，而烈度为 6 度以下的地区，很少看

到液化现象。

2.4.2 液化的判别

场地土液化通常造成严重震害，因此引起国内外地震工作者的广泛关注和重视。我国学者在总结国内外大量震害资料的基础上，经过长期研究和验证，提出了较为系统而实用的液化两步判别法，即初判和再判。

(1) 初判：定性判别不液化土，从而排除一大批不需要详判的场地，节省勘察工作量。

规范规定，对饱和砂土或粉土(不含黄土)，当抗震设防烈度为 6 度时，一般情况下可不进行判别和处理；6 度设防以上，应进行液化判别。当符合下列条件之一时，可初步判别为不液化或可不考虑液化影响：

1) 地质年代为第四纪晚更新世(Q_3)及其以前且设防烈度为 7 度、8 度时。

2) 粉土的黏粒(粒径小于 0.005mm 的颗粒)含量百分率，当设防烈度为 7 度、8 度、9 度时分别不小于 10%、13%和 16%。

3) 天然地基的建筑，当上覆非液化土层厚度和地下水位深度符合下列条件之一时：

$$d_u > d_0 + d_b - 2 \tag{2.7}$$

$$d_w > d_0 + d_b - 3 \tag{2.8}$$

$$d_u + d_w > 1.5d_0 + 2d_b - 4.5 \tag{2.9}$$

式中 d_w——地下水位深度(m)，按设计基准期内年平均最高水位采用，也可按近期内年最高水位采用；

d_u——上覆盖非液化土层厚度(m)，计算时宜将淤泥和淤泥质土层扣除；

d_b——基础埋置深度(m)，小于 2m 时应采用 2m；

d_0——液化土特征深度(m)，按表 2.6 采用。

表 2.6 液化土特征深度(m)

饱和土类别	烈　度		
	7 度	8 度	9 度
粉　土	6	7	8
砂　土	7	8	9

(2) 再判——标准贯入试验判别法。

当上述所有条件均不能满足时，地基土存在液化可能。此时，应采用标准贯入试验法

进一步判别是否液化。

标准贯入试验设备如图 2.4 所示，它由标准贯入器、触探杆和重 63.5kg 的穿心锤 3 部分组成。试验时，先用钻具钻至试验土层标高以上 15cm 处，再将贯入器打至标高位置，然后在锤的落距为 76cm 的条件下，连续打入土层 30cm，记录锤击数为 $N_{63.5}$。

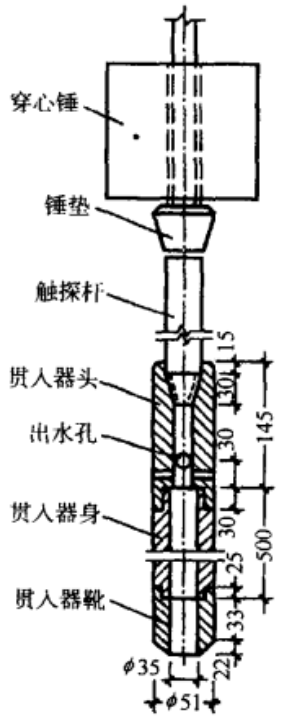


图 2.4 标准贯入试验设备示意图

一般情况下，应判别地面下 15m 深度范围内的液化。当饱和砂土或粉土的实测标准贯入锤击数 $N_{63.5}$（未经杆长修正）小于液化判别标准贯入锤击数临界值 N_{cr}，即 $N_{63.5}<N_{cr}$ 时，则应判为液化土。N_{cr} 按下式计算：

$$N_{cr}=N_0[0.9+0.1(d_s-d_w)]\sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \qquad (d_s\leqslant 15) \tag{2.10}$$

式中 N_{cr}——液化判别标准贯入锤击数临界值；

N_0——液化判别标准贯入锤击数基准值，按表 2.7 采用；

d_s——饱和土标准贯入点深度(m)；

ρ_c——黏粒含量百分率，当小于 3 或为砂土时，应采用 3。

表 2.7 标准贯入锤击数基准值 N_0

设计地震分组	烈　度		
	7 度	8 度	9 度
第一组	6(8)	10(13)	16
第二、三组	8(10)	12(15)	18

注：括号内数值用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

当采用桩基或埋深大于 5m 的深基础时，尚应判别 15～20m 范围内土的液化。此时，标准贯入锤击数临界值按下式计算：

$$N_{cr}=N_0(2.4-0.1d_s)\sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \qquad (15\leqslant d_s\leqslant 20) \tag{2.11}$$

由以上分析可见，地基土液化判别的临界值 N_{cr} 的确定主要考虑了地下水位深度、土层所处位置、饱和土黏粒含量，以及地震烈度等影响土层液化的要素。

2.4.3 液化地基的评价

当经过“再判”判别土层为液化土后，应进一步定量分析，评价液化土可能造成的危害程度，以便进一步采取相应的抗液化措施。这一工作，通常是通过计算地基液化指数来实

现的。

地基土的液化指数可按下式确定：

$$I_{lE}=\sum_{i=1}^{n}\left(1-\frac{N_i}{N_{cri}}\right)d_iW_i \tag{2.12}$$

式中 I_{lE}——液化指数；

n——在判别深度范围内每一个钻孔标准贯入试验点的总数；

N_i、N_{cri}——分别为 i 点标准贯入锤击数的实测值和临界值，当实测值大于临界值时应取临界值的数值；

d_i——i 点所代表的土层厚度(m)，可采用与该标准贯入试验点相邻的上、下两标准贯入试验点深度差的一半，但上界不高于地下水位深度，下界不深于液化深度；

W_i——i 土层单位土层厚度的层位影响权函数值(m^{-1})：若判别深度为 15m，当该层中点深度不大于 5m 时应采用 10，等于 15m 时应采用零值，5～15m 时应按线性内插法取值；若判别深度为 20m，当该层中点深度不大于 5m 时应采用 10，等于 20m 时应采用零值，5～20m 时应按线性内插法取值。

根据液化指数的大小，可将液化地基划分为 3 个等级，见表 2.8。不同液化等级可能造成的震害情况列于表 2.9。

表 2.8 液化等级

液化等级	轻微	中等	严重
判别深度为 15m 时的液化指数	$0<I_{lE}\leqslant 5$	$5<I_{lE}\leqslant 15$	$I_{lE}>15$
判别深度为 20m 时的液化指数	$0<I_{lE}\leqslant 6$	$6<I_{lE}\leqslant 18$	$I_{lE}>18$

表 2.9 不同液化等级的可能震害

液化等级	地面喷水冒砂情况	对建筑的危害情况
轻微	地面无喷水冒砂，或仅在洼地、河边有零星的喷水冒砂点	危害性小，一般不至引起明显的震害
中等	喷水冒砂可能性大，从轻微到严重均有，多数属中等	危害性较大，可造成不均匀沉陷和开裂，有时不均匀沉陷可能达到 200mm
严重	一般喷水冒砂都很严重，地面变形很明显	危害性大，不均匀沉陷可能大于 200mm，高重心结构可能产生不容许的倾斜

2.4.4 地基抗液化措施

对于液化地基，要根据建筑物的重要性、地基液化等级的大小，针对不同情况采取不

同层次的抗液化措施。当液化土层比较平坦、均匀时，可依据表 2.10 选取适当的措施。一般情况下，不应将未经处理的液化土层作为天然地基的持力层。

表 2.10　地基抗液化措施

建筑类别	液化等级		
	轻　微	中　等	严　重
乙类	部分消除液化沉陷，或对基础和上部结构进行处理	全部消除液化沉陷，或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构进行处理	全部消除液化沉陷
丙类	对基础和上部结构进行处理，亦可不采取措施	对基础和上部结构进行处理，或采用更高要求的措施	全部消除液化沉陷，或部分消除液化沉陷且对基础和上部结构进行处理
丁类	可不采取措施	可不采取措施	对基础和上部结构进行处理，或采用其他经济的措施

表 2.10 中全部消除地基液化沉陷、部分消除地基液化沉陷、进行基础和上部结构处理等措施的具体要求如下：

(1) 全部消除地基液化沉陷。

可采用桩基、深基础、土层加密法或用非液化土替换全部液化土层等措施。

1) 采用桩基时，桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度(不包括桩尖部分)应按计算确定，且对碎石土，砾、粗、中砂，坚硬黏性土和密实粉土不应小于 0.5m，对其他非岩石土尚不宜小于 1.5m。

2) 采用深基础时，基础底面应埋入液化深度以下的稳定土层中，其深度不应小于 0.5m。

3) 采用加密法(如振冲、振动加密、挤密碎石桩、强夯等)对可液化地基进行加固时，应处理至液化深度下界，且处理后土层的标准贯入锤击数实测值不宜小于按式(2.10)或式(2.11)计算的临界值。

4) 当直接位于基底下的可液化土层较薄时，可采用非液化土替换全部液化土层。

5) 在采用加密法或换土法处理时，在基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的 1/2，且不小于基础宽度的 1/5。

(2) 部分消除地基液化沉陷。

1) 处理深度应使处理后的地基液化指数减少，当判别深度为 15m 时，$I_{lE} \leqslant 4$；当判别深度为 20m 时，$I_{lE} \leqslant 5$。对独立基础和条形基础，尚不应小于基础底面下液化土特征深度和基础宽度的较大值。

2）在处理深度范围内，应使处理后液化土层的标准贯入锤击数大于相应的临界值。

3）基础边缘以外的处理宽度，应符合上面全部消除地基液化沉陷的第5条要求。

(3) 基础和上部结构处理。

1）选择合适的基础埋深。

2）调整基础底面积，减少基础偏心。

3）加强基础的整体性和刚度，如采用箱基、筏基或钢筋混凝土交叉条形基础，加设基础圈梁等。

4）减轻荷载，增强上部结构的整体刚度和均匀对称性，合理设置沉降缝，避免采用对不均匀沉降敏感的结构形式等。

5）管道穿过建筑处应预留足够尺寸或采用柔性接头等。

本章学习提要

通过本章的学习，应达到如下要求：

1. 掌握建筑场地类别的划分标准及其影响因素，能够根据钻孔地质资料确定建筑场地类别。

2. 了解场地卓越周期的概念。

3. 掌握地基基础抗震验算的原则和天然地基抗震承载力验算的方法。

4. 了解地基土液化的概念和液化的判别方法，了解液化引起的震害现象。

5. 理解地基抗液化措施。

习题及思考题

2.1 我国抗震规范将建筑场地类别划分为几类？为什么划分？主要考虑哪些因素？

2.2 建筑场地类别与场地土类型是否相同？它们有何区别？

2.3 什么是土层等效剪切波速？其作用是什么？如何计算？

2.4 什么是场地覆盖层厚度？如何确定？

2.5 什么是场地的卓越周期？确定卓越周期的意义是什么？

2.6 哪些建筑可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算？为什么？

2.7 如何确定地基抗震承载力？简述天然地基抗震承载力的验算方法。

2.8 什么是地基土的液化？液化会造成哪些震害？影响地基土液化的主要因素有哪些？

2.9 怎样判别地基土的液化？如何确定地基土液化的严重程度？

2.10 不同液化等级可能造成的震害如何？简述地基土的抗液化措施。

2.11 下表为某建筑场地的钻孔资料，试确定该场地的类别。

层底深度 /m	土层厚度 /m	岩土名称	土层剪切波速 /(m/s)
3.00	3.00	杂填土	160
6.50	3.50	粉土	180
11.50	5.00	黏土	220
16.00	4.50	中砂	230
22.00	6.00	卵石	290
—	—	砾岩	800

2.12　已知某 6 层、高度为 20m 的丙类建筑的场地地质钻孔资料如下表所示(无剪切波速数据),试确定该场地的类别。

层底深度/m	土层厚度/m	岩土名称	地基土静承载力特征值/kPa
2.00	2.00	杂填土	110
6.00	4.00	黏性土	160
8.50	2.50	粉土	180
15.50	7.00	中密的碎石土	—
—	—	基 岩	—

第三章　地震作用与结构抗震验算

3.1　概　　述

结构的地震作用计算和抗震验算是建筑抗震设计的重要内容，是确定所设计的结构满足最低抗震设防要求的关键步骤。地震时由于地面运动使原来处于静止的结构受到动力作用，产生强迫振动。我们将地震时由地面加速度振动在结构上产生的惯性力称为结构的地震作用。地震作用下在结构中产生的内力、变形和位移等称为结构的地震反应，或称结构的地震作用效应。建筑结构抗震设计首先要计算结构的地震作用，由此求出结构和构件的地震作用效应，然后验算结构和构件的抗震承载力及变形。

地震作用与一般荷载不同，它不仅与外来干扰作用的大小及其随时间的变化规律有关，而且还与结构的动力特性，如结构自振频率、阻尼等有密切的关系。由于地震时地面运动是一种随机过程，运动极不规则，且工程结构物一般是由各种构件组成的空间体系，其动力特性十分复杂，所以确定地震作用要比确定一般荷载复杂得多。

结构抗震分析理论是近一百年来发展形成的一门新兴学科。由于结构地震反应决定于地震动与结构动力特性，因此，地震反应分析也随着人们对这两方面的认识而发展。根据计算理论不同，地震反应分析理论可划分为静力理论、反应谱理论和动力理论三个阶段。

静力理论起源于日本，是国际上最早形成的抗震分析理论。由于日本地处环太平洋地震带上，地震活动频繁，致使其对抗震的研究开始较早。早在19世纪末期即已开始震灾预防研究。20世纪初，日本学者首先提出水平最大加速度是造成地震破坏的重要因素，并提出了近似分析地震动影响的静力计算法。

静力法假定整个上部结构随地面做刚体平移运动，则结构各个质点上的水平地震作用最大值即为该点质量与地面运动最大加速度的乘积，于是有

$$F_i = m_i |\ddot{x}_0(t)|_{\max} = m_i g \frac{|\ddot{x}_0(t)|_{\max}}{g} = KG_i \tag{3.1}$$

式中　G_i——房屋第 i 质点的重量，$G_i = m_i g$；

K——地面运动最大加速度 $|\ddot{x}_0(t)|_{\max}$ 和重力加速度 g 的比值，定义为“水平烈度”。

因此，静力法又被称为烈度法。

由式(3.1)可知，将房屋各楼层的集中重量 G_i 放大 K 倍后水平施加于结构，即构成

了结构所受到的水平地震作用，然后按静力分析方法即可求出地震效应。因此，静力法属于一种等效静力分析法。静力法将上部结构看作刚体，未考虑上部结构变形对地震作用的影响，也未考虑地震作用随时间的变化及其与结构动力特性的关系，这使得静力法的结果具有较大的近似性。但静力法的产生在抗震领域具有划时代的意义，它使结构抗震理论从无到有。

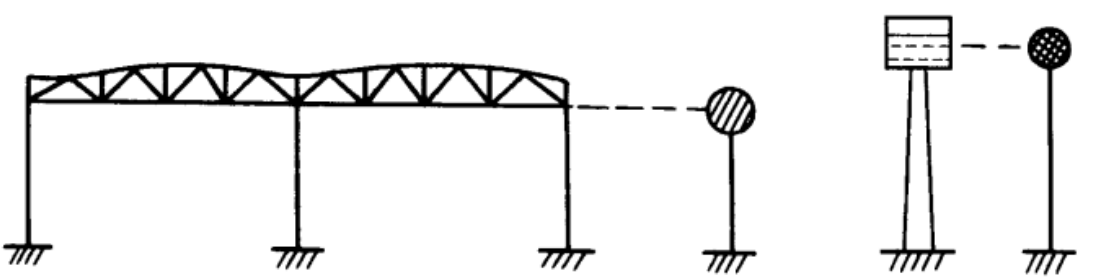
反应谱理论是建立在强震观测基础上的。20 世纪 40 年代，美国学者 M. A. Biot 首先提出从实测记录中计算反应谱的概念，到 50 年代初由美国学者 Housner 加以实现，即将多个实测的地面振动波分别代入单自由度动力反应方程，计算出各自最大弹性地震反应（加速度、速度、位移），从而得出结构最大地震反应与该结构自振周期的关系曲线。由反应谱可计算出最大地震作用，然后按静力分析法计算地震反应，所以仍属于等效静力法。但由于反应谱理论较真实地考虑了结构振动特点，计算简单实用，因此目前是各国抗震规范中给出的一种主要抗震分析方法。

动力理论是直接通过动力方程求解地震反应，起源于 20 世纪 60 年代计算机技术的普及应用。由于地震波为复杂的随机振动，对于多自由度体系振动不可能直接得出解析解，只可采用逐步积分法，而这种方法计算工作量大，只有在计算机应用发展的前提下才能实现。通过直接动力分析可得到结构响应随时间的变化关系，因此该方法又称为时程分析法。时程法能更真实地反映结构地震响应随时间变化的全过程，并可处理强震下结构的弹塑性变形，因此已成为抗震分析的一种重要方法。但由于时程法只能使用特定的地震波，计算分析量大，因此目前我国规范仍主要采用反应谱法进行抗震分析。对于特别不规则建筑、甲类建筑及某些高层建筑，规范规定采用时程分析法进行补充计算。

本章主要介绍反应谱法，时程分析法将在下一章给予介绍。

3.2 单自由度弹性体系的地震反应

进行结构地震反应分析时，为了使问题简化，常常把具体的结构体系抽象为质点体系。工程上某些简单的建筑结构可抽象为单质点体系，如图 3.1(a)所示的等高单层厂房，



(a) 单层厂房及其计算简图　　(b) 水塔及其计算简图

图 3.1　单质点体系

因其质量绝大部分集中于屋盖，故可将该结构中参与振动的质量折算至屋盖标高处，而将柱视作一无重量的弹性直杆，这样就形成了一个单质点弹性体系。若忽略杆的轴向变形，当体系只做水平单向振动时，质点只有单向水平位移，故为一个单自由度弹性体系。又如图 3.1(b)所示的水塔，因其质量绝大部分集中于塔顶水箱处，故亦可按单质点体系来分析其振动。

为了研究单自由度弹性体系的水平地震反应，首先应建立体系在水平地震作用下的运动方程(如图 3.2)，体系具有集中质量 m，由刚度系数为 k 的弹性直杆支承。设地震时地面水平运动的位移为 $x_0(t)$，质点相对地面的水平位移为 $x(t)$，它们皆为时间 t 的函数，则质点的绝对位移为 $x_0(t)+x(t)$，而绝对加速度为 $\ddot{x}_0(t)+\ddot{x}(t)$。

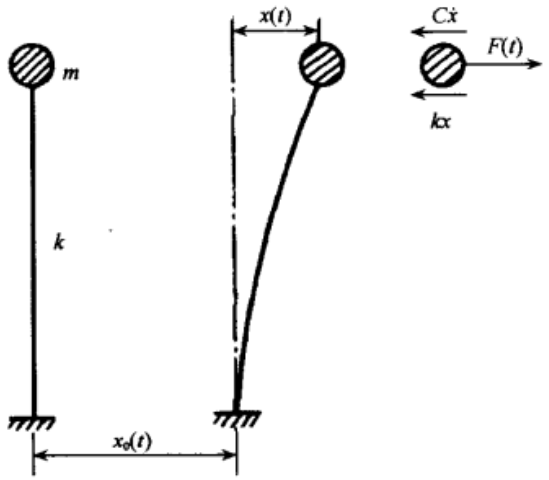


图 3.2　地震作用下单自由度体系的振动

将质点取为隔离体，由动力学原理可知，作用在质点上的力有 3 种，即弹性恢复力 S、阻尼力 R 和惯性力 F。

弹性恢复力是使质点从振动位置恢复到平衡位置的一种力，它由支承杆弹性变形引起，其大小与质点的相对位移 $x(t)$ 成正比，而方向相反，可以表为

$$S(t) = -kx(t) \tag{3.2}$$

式中　k——弹性直杆的侧移刚度系数，即质点产生单位水平位移时在质点上所需施加的水平力。

阻尼力是使结构振动逐渐衰减的力，它由造成系统能量耗散的各种因素引起(如材料内摩擦、节点连接件摩擦、空气阻尼等)。在工程计算中通常采用黏滞阻尼理论，即假定阻尼力与质点的相对速度 $\dot{x}(t)$ 成正比，而方向相反，即

$$R(t) = -c\dot{x}(t) \tag{3.3}$$

式中　c——阻尼系数。

根据定义，惯性力的大小与质点运动的绝对加速度成正比，而方向相反，于是有

$$F(t) = -m[\ddot{x}_0(t) + \ddot{x}(t)] \tag{3.4}$$

根据达朗贝尔原理，在质点运动的任一瞬时，作用在其上的主动力、约束力和惯性力三者互相平衡。于是可列出质点运动方程为

$$S(t) + R(t) + F(t) = 0 \tag{3.5}$$

即

$$-kx(t) - c\dot{x}(t) - m[\ddot{x}_0(t) + \ddot{x}(t)] = 0 \tag{3.6}$$

移项整理后得

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = -m\ddot{x}_0(t) \tag{3.7}$$

上式即为单自由度弹性体系水平地震反应微分方程，相当于地面不动，在质点上作用有$-m\ddot{x}_0(t)$动荷载的强迫振动。

为便于方程求解，将式(3.7)两边同除以 m，得

$$\ddot{x}(t) + 2\zeta\omega\dot{x}(t) + \omega^2 x(t) = -\ddot{x}_0(t) \tag{3.8}$$

式中 ω——结构振动圆频率，$\omega=\sqrt{\dfrac{k}{m}}$；

ζ——结构的阻尼比，$\zeta=\dfrac{c}{2m\omega}$。

式(3.8)为一常系数二阶非齐次线性微分方程，其通解由两部分组成，一为齐次解，一为特解。前者代表体系的自由振动，后者代表体系在地震作用下的强迫振动。也就是说，单自由度弹性体系的地震反应由下面关系给出：

$$\text{体系地震反应 } x(t) = \text{自由振动反应 } x_1(t) + \text{强迫振动反应 } x_2(t) \tag{3.9}$$

在式(3.8)中令右端项为零可求得体系的自由振动反应，具体的求解在一般动力学书中均有介绍，此处不予详述。若给定初位移和初速度，在小阻尼($\zeta<1$)条件下，体系自由振动反应由下式给出：

$$x_1(t) = e^{-\zeta\omega t}\left[x(0)\cos\omega' t + \frac{\dot{x}(0) + \zeta\omega x(0)}{\omega'}\sin\omega' t\right] \tag{3.10}$$

式中 $x(0)$、$\dot{x}(0)$——分别为 $t=0$ 时的初位移和初速度；

ω'——有阻尼体系的自由振动频率，$\omega' = \omega\sqrt{1-\zeta^2}$。

式(3.8)中的 $\ddot{x}_0(t)$为地面水平地震动加速度，在工程设计中一般取实测地震波记录。由于地震动的随机性，对强迫振动反应不可能求得解析表达式，只能借助数值积分的方法求出数值解。在动力学中，式(3.8)的强迫振动反应由下面的杜哈梅(Duhamel)积分给出：

$$x_2(t) = -\frac{1}{\omega'}\int_0^t \ddot{x}_0(\tau)e^{-\zeta\omega(t-\tau)}\sin\omega'(t-\tau)\mathrm{d}\tau \tag{3.11}$$

当体系初始处于静止状态时，即初位移和初速度均为零，则由式(3.10)知，体系自由振动反应 $x_1(t)=0$。另外，即使初位移和初速度不为零，由式(3.10)给出的自由振动反应也会由于阻尼的存在而迅速衰减，因此在地震反应分析时可不考虑其影响。对一般工程结

构，阻尼比 $\zeta \ll 1$，约在 0.01～0.10 之间，此时 $\omega' \approx \omega$。于是，体系的地震反应为

$$x(t) = -\frac{1}{\omega}\int_0^t \ddot{x}_0(\tau)e^{-\zeta\omega(t-\tau)}\sin\omega(t-\tau)\mathrm{d}\tau \tag{3.12}$$

3.3 单自由度弹性体系地震作用计算的反应谱法

反应谱是指单自由度体系最大地震反应与体系自振周期的关系曲线，根据反应量的不同，又可分为位移反应谱、速度反应谱和加速度反应谱。根据上述定义，反应谱包含如下两方面的含义：①代表了最大地震反应；②代表了随周期的变化。由于结构所受的地震作用（即质点上的惯性力）与质点运动的加速度直接相关，因此，在工程抗震领域，常采用加速度反应谱计算结构的地震作用。本节主要介绍抗震设计反应谱理论。

3.3.1 单自由度弹性体系的水平地震作用

地震作用就是地震时结构质点上受到的惯性力，根据图 3.2 质点隔离体的平衡条件可得

$$F(t) = -m[\ddot{x}_0(t) + \ddot{x}(t)] = kx(t) + c\dot{x}(t) \tag{3.13}$$

工程中，通常阻尼力 $c\dot{x}(t)$ 远远小于弹性恢复力 $kx(t)$。为了简化计算，在求地震作用时可略去阻尼力。因此，单自由度体系地震作用可表为

$$F(t) \approx kx(t) = m\omega^2 x(t) \tag{3.14}$$

将式(3.12)代入上式得

$$F(t) = -m\omega\int_0^t \ddot{x}_0(\tau)e^{-\zeta\omega(t-\tau)}\sin\omega(t-\tau)\mathrm{d}\tau \tag{3.15}$$

式(3.15)为结构地震作用随时间变化的表达式，可通过数值积分计算在各个时刻的值。在结构抗震设计中，只需求出地震作用的最大绝对值，将其用 F 表示，则

$$F = m\omega\left|\int_0^t \ddot{x}_0(\tau)e^{-\zeta\omega(t-\tau)}\sin\omega(t-\tau)\mathrm{d}\tau\right|_{\max} = mS_a \tag{3.16}$$

式中 S_a——质点振动加速度最大绝对值，即

$$S_a = \omega\left|\int_0^t \ddot{x}_0(\tau)e^{-\zeta\omega(t-\tau)}\sin\omega(t-\tau)\mathrm{d}\tau\right|_{\max} \tag{3.17}$$

3.3.2 地震系数、动力系数

式(3.16)不便直接应用，将其作如下变换：

$$F = mS_a = mg\frac{|\ddot{x}_0(t)|_{\max}}{g}\cdot\frac{S_a}{|\ddot{x}_0(t)|_{\max}} = k\beta G \tag{3.18}$$

式中 $|\ddot{x}_0(t)|_{\max}$——地面运动加速度最大绝对值；

g——重力加速度；

G——质点的重力荷载代表值，$G=mg$；

k——地震系数；

β——动力系数。

1. 地震系数

地震系数 k 是地面运动加速度最大绝对值与重力加速度的比值，即

$$k=\frac{|\ddot{x}_0(t)|_{\max}}{g} \tag{3.19}$$

通过地震系数可将地震动振幅对地震反应谱的影响分离出来。一般说来，地面运动加速度峰值越大，地震烈度越高，即地震系数与地震烈度之间有一定的对应关系。统计分析表明，烈度每增加一度，k 值大致增加一倍。我国在《建筑抗震设计规范》中采用的地震系数与地震烈度的对应关系如表 3.1 所示。

表 3.1　地震系数与地震烈度的关系

基本烈度	6	7	8	9
地震系数 k	0.05	0.10 (0.15)	0.20 (0.30)	0.40

注：括号中数值对应于设计基本地震加速度为 $0.15g$ 和 $0.30g$ 的地区。

2. 动力系数

动力系数 β 是单自由度弹性体系在地震作用下加速度反应最大绝对值与地面加速度最大绝对值之比，即质点最大加速度比地面最大加速度放大的倍数，可表示为

$$\beta=\frac{S_a}{|\ddot{x}_0(t)|_{\max}} \tag{3.20}$$

β 为无量纲量，其值与地震烈度无关，因为当 $|\ddot{x}_0(t)|_{\max}$ 增大或减小时，S_a 也相应增大或减小。这样就可利用各种不同烈度的地震记录进行计算和统计，得出 β 的变化规律。

将 S_a 表达式(3.17)代入式(3.20)，并注意到自振圆频率与自振周期的关系 $\omega=\frac{2\pi}{T}$，得

$$\beta=\frac{2\pi}{T}\cdot\frac{1}{|\ddot{x}_0(t)|_{\max}}\left|\int_0^t\ddot{x}_0(\tau)e^{-\zeta\frac{2\pi}{T}(t-\tau)}\sin\frac{2\pi}{T}(t-\tau)\mathrm{d}\tau\right|_{\max}=|\beta(t)|_{\max} \tag{3.21}$$

式中

$$\beta(t)=\frac{2\pi}{T}\cdot\frac{1}{|\ddot{x}_0(t)|_{\max}}\int_0^t\ddot{x}_0(\tau)e^{-\zeta\frac{2\pi}{T}(t-\tau)}\sin\frac{2\pi}{T}(t-\tau)\mathrm{d}\tau \tag{3.22}$$

由式(3.21)可看出，影响 β 的因素主要有：①地面运动加速度 $\ddot{x}_0(t)$ 的特征；②结构的自振周期 T；③阻尼比 ζ。当给定地面加速度记录 $\ddot{x}_0(t)$ 和阻尼比 ζ 时，动力系数 β 仅与结构体系的自振周期 T 有关。对一给定的周期 T，通过式(3.22)可计算出在该周期下的一条 $\beta(t)$ 时程曲线，则该曲线中最大峰值点的绝对值即是由式(3.21)确定的 β 值。对每一

个给定的周期 T_i，都可按上述方法求得与之相应的一个 β_i 值，从而得到 β 与 T 一一对应的函数关系。若以 β 为纵坐标，T 为横坐标，则可得到一条 β 与 T 的关系曲线，即 β-T 曲线(图 3.3)。对于不同的 ζ 值，可得到不同的这种曲线。这类曲线称为动力系数反应谱曲线，或称 β 谱曲线。由于对给定的地震记录，$|\ddot{x}_0(t)|_{max}$ 是个定值，所以 β 谱曲线实质上是加速度反应谱曲线。

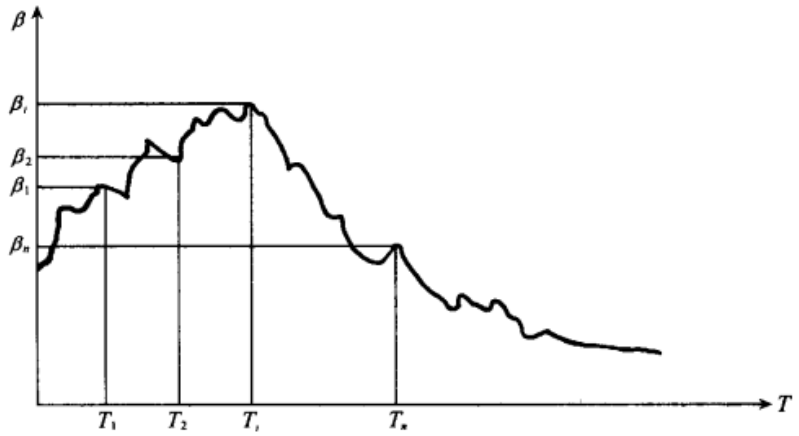


图 3.3　β-T 曲线确定

图 3.4 是根据 1940 年美国 El-Centro 地震地面加速度记录绘出的 β 谱曲线。由图可见 β 谱曲线具有如下特点：

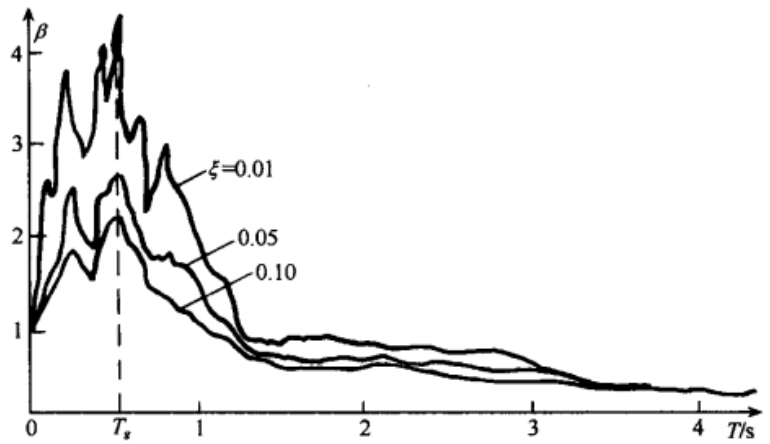


图 3.4　El-Centro 地震的 β 谱曲线

(1) β 谱曲线为多峰点曲线，这是由于地面运动的不规则造成的。

(2) 各条 β 谱曲线均在周期为 T_g 的附近达到峰值点，T_g 为场地的卓越周期或称特征周期。

(3) β 谱曲线的变化规律是：当 $T<T_g$ 时，β 值随着周期的增大而急剧增长，在 $T=T_g$ 附近达到峰值，过峰值点($T>T_g$)后，β 值随着周期的增大而逐渐衰减，并逐渐趋于平

缓。

(4) 阻尼比 ζ 值对 β 谱曲线影响较大，ζ 值小则 β 谱曲线幅值大、峰点多；ζ 值大则 β 谱曲线幅值小、峰点少。

β 谱曲线实际上反映了地震地面运动的频谱特性，对不同自振周期的结构有不同的地震动力效应。地震动的频谱特性决定了反应谱的形状，分析研究表明，β 谱曲线的形状取决于影响地震动的各种因素，如场地条件、震级及震中距等。图 3.5 给出不同场地条件下的 β 谱曲线，由图可看出，对于土质松软的场地，β 谱曲线的主要峰点偏于较长的周期，而土质坚硬时则偏于较短的周期，同时，场地土愈松软，并且该松软土层愈厚时，在较长周期范围内，β 谱的谱值也就愈大。

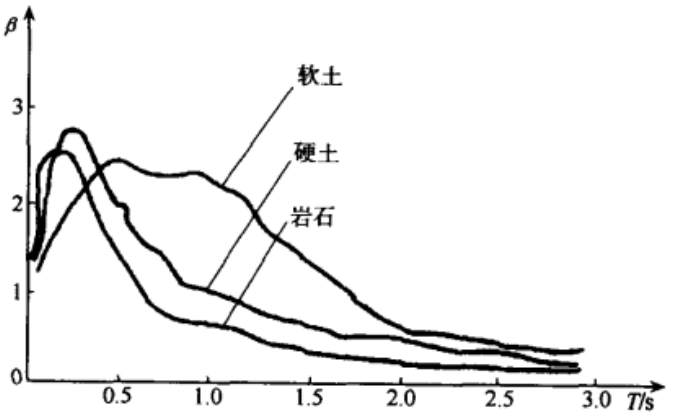


图 3.5　场地条件对 β 谱曲线的影响

图 3.6 为在同等烈度下不同震中距时的 β 谱曲线，由图可知，震中距远时 β 谱曲线的峰点偏于较长的周期，近时则偏于较短的周期。因此，在离大地震震中较远的地方，高柔结构因其周期较长所受到的地震破坏，将比在同等烈度下较小或中等地震的震中区所受到的破坏更严重，而刚性结构的地震破坏情况则相反。

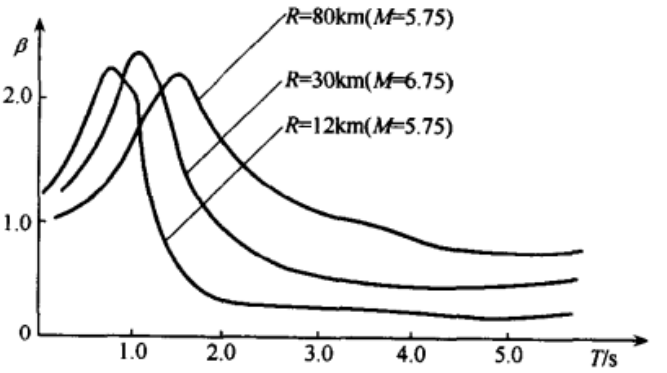


图 3.6　震中距对 β 谱曲线的影响(R——震中距；M——震级)

3.3.3 地震影响系数和抗震设计反应谱

在式(3.18)中，取 $\alpha=k\beta$，则单自由度弹性体系的水平地震作用由下式求得：

$$F = \alpha G \tag{3.23}$$

式中 α——地震影响系数，根据定义，α 又可表为

$$\alpha = k\beta = S_a/g \tag{3.24}$$

因此，地震影响系数 α 就是单质点弹性体系在地震时以重力加速度为单位的质点最大加速度反应。另外，由式(3.23)知，地震影响系数又可理解为作用于单质点弹性体系上的水平地震作用与质点重力荷载代表值之比。

由表 3.1 知，在不同烈度下，地震系数 k 为一具体数值。因此，α 曲线的形状由 β 谱决定。这样，通过地震系数 k 与动力系数 β 的乘积，即可得到抗震设计反应谱 α-T 曲线。

由于地震的随机性，即使是在同一地点、同一烈度，每次地震的地面运动加速度记录 $\ddot{x}_0(t)$ 也很不一样。不同的加速度记录可以算得不同的反应谱曲线，它们虽然具有某些共同特点，但仍存在着很多差别，而利用反应谱曲线的目的是要预测结构将来可能遭受的最大地震作用，所以用某一次地震的地面运动加速度记录所算得的反应谱曲线作为设计依据是不可靠的。因此，为了满足一般房屋结构抗震设计的需要，应根据大量强震地面运动加速度记录算出对应于每一条记录的反应谱曲线，按照影响反应谱曲线形状的因素进行分类，然后按每种分类进行统计分析，求出最有代表性的平均曲线作为设计依据，这种曲线称为标准反应谱。规范中采用的抗震设计反应谱 α-T 曲线即是根据上述方法得到的标准反应谱曲线，如图 3.7 所示。

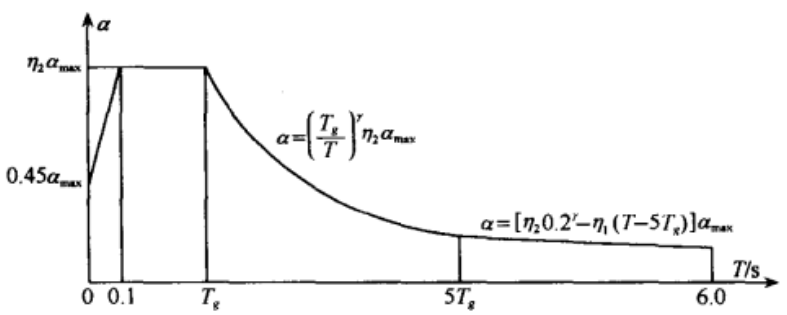


图 3.7 地震影响系数曲线

图 3.7 中，α 为地震影响系数；T 为结构自振周期(s)；α_{max} 为地震影响系数最大值，按表 3.2 确定；T_g 为特征周期，与场地条件和设计地震分组有关，按表 3.3 确定；η_2 为阻尼调整系数，按下式计算，当小于 0.55 时，应取 0.55：

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.06 + 1.7\zeta} \tag{3.25}$$

式中 ζ——阻尼比，一般情况下，对钢筋混凝土结构取 $\zeta=0.05$，对钢结构取 $\zeta=0.02$。

当 $\zeta=0.05$ 时，$\eta_2=1.0$。

γ 为曲线下降段的衰减指数，按下式计算：

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.5 + 5\zeta} \tag{3.26}$$

η_1 为直线下降段的下降斜率调整系数，按下式计算，小于 0 时取 0：

$$\eta_1 = 0.02 + (0.05 - \zeta)/8 \tag{3.27}$$

表 3.2　水平地震影响系数最大值 α_{max}

地震影响	设防烈度			
	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	0.04	0.08 (0.12)	0.16 (0.24)	0.32
罕遇地震	—	0.50 (0.72)	0.90 (1.20)	1.40

注：括号中数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

表 3.3　特征周期值 T_g(s)

设计地震分组	场地类别			
	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
第一组	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.35	0.45	0.65	0.90

注：当计算 8 度、9 度罕遇地震作用时，特征周期应增加 0.05s。

由图 3.7 可见，α 曲线由 4 部分组成：即直线上升段($0 \leqslant T < 0.1$)；水平段($0.1 \leqslant T \leqslant T_g$)；曲线下降段($T_g < T \leqslant 5T_g$)；直线下降段($5T_g < T \leqslant 6.0$)。图 3.7 的 α-T 曲线也可用下面的公式表示：

$$\alpha = \begin{cases} [0.45 + (10\eta_2 - 4.5)T]\alpha_{max} & (0 \leqslant T < 0.1) \\ \eta_2\alpha_{max} & (0.1 \leqslant T \leqslant T_g) \\ (T_g/T)^{\gamma}\eta_2\alpha_{max} & (T_g < T \leqslant 5T_g) \\ [\eta_2 0.2^{\gamma} - \eta_1(T - 5T_g)]\alpha_{max} & (5T_g < T \leqslant 6.0) \end{cases} \tag{3.28}$$

有如下几点说明：

(1) 表 3.2 中给出的水平地震影响系数最大值 α_{max} 是根据结构阻尼比 $\zeta=0.05$ 制定的。根据式(3.24)，$\alpha_{max}=k\beta_{max}$。统计分析表明，在相同阻尼比情况下，动力系数最大值 β_{max} 的离散性不是很大。为了简化计算，规范中取 $\beta_{max}=2.25$(对应的阻尼比 $\zeta=0.05$)。根据三水准设防目标、二阶段设计原则，第一阶段的多遇地震烈度比基本烈度约低 1.55 度，其对应的 k 值约为相应基本烈度 k 值(表 3.1)的 1/3。第二阶段的罕遇地震烈度比基本烈度高 1 度左右(在不同的烈度区有所差别)，其 k 值相当于表 3.1 基本烈度 k 值的 1.5～2.2

倍(烈度高,k 值的放大倍数小)。将相应的 k 值与 β_{max} 求乘积,即得表 3.2 中的 α_{max}。

(2) 特征周期 T_g 是反应谱峰值拐点处的周期,强震时与场地的卓越周期相符。特征周期所在的反应谱峰值区,反映了当结构自振周期与场地自振周期相等或接近时,由于共振作用使反应放大。因此,不同的特征周期对各类建筑物的震害影响是不同的。根据图 3.5 和图 3.6,特征周期对应的反应谱的峰值位置与场地类别和震中距直接相关,规范中采用设计地震分组来考虑由于震中距远近不同对各类建筑物造成的影响。在现行《建筑抗震设计规范》中,根据地震的近、中、远震影响,将设计地震分为一、二、三组,见表 3.3。

(3) 当结构自振周期 $T=0$ 时,结构为刚体,质点地震反应加速度与地面振动相同,不放大,此时 $\beta=1$,于是

$$\alpha = k\beta = k = \frac{k\beta_{max}}{\beta_{max}} = \frac{\alpha_{max}}{2.25} \approx 0.45\alpha_{max}$$

3.3.4 建筑物的重力荷载代表值

在按式(3.23)计算地震作用时,建筑物的重力荷载代表值 G 应取结构和构件自重标准值和各可变荷载组合值之和。各可变荷载的组合值系数按表 3.4 采用。地震发生时,活荷载(可变荷载)往往达不到标准值水平,所以计算重力荷载代表值时将其折减。由于重力荷载代表值是按标准值确定的,所以按式(3.23)计算得到的地震作用也是标准值。

表 3.4 可变荷载组合值系数

可变荷载种类		组合值系数
雪荷载		0.5
屋面积灰荷载		0.5
屋面活荷载		不计入
按实际情况计算的楼面活荷载		1.0
按等效均布荷载计算的楼面活荷载	藏书库、档案库	0.8
	其他民用建筑	0.5
吊车悬吊物重力	硬钩吊车	0.3
	软钩吊车	不计入

注:硬钩吊车的吊重较大时,组合值系数应按实际情况采用。

3.3.5 利用反应谱确定地震作用

有了抗震设计反应谱,就可以比较容易地确定结构所受的地震作用,基本步骤如下:

(1) 根据计算简图确定结构的重力荷载代表值 G 和自振周期 T。

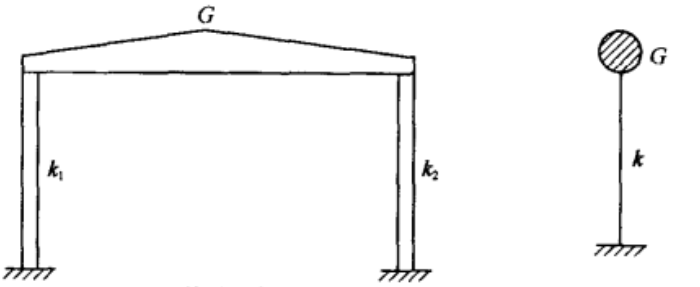
(2) 根据结构所在地区的设防烈度、场地条件和设计地震分组,按表(3.2)和表(3.3)确定反应谱的最大地震影响系数 α_{max} 和特征周期 T_g。

(3) 根据结构的自振周期，按图 3.7 或式(3.28)确定地震影响系数 α。

(4) 按式(3.23)，即可计算出地震作用 F 值。

计算出地震作用后，将此作用看作静力施加于结构，即可按一般结构力学的方法计算结构的地震作用效应(内力、位移等)，从而根据其效应进行结构设计。

【例题 3.1】 图 3.8(a)所示单跨单层厂房，屋盖刚度无穷大，屋盖自重标准值为 880kN，屋面雪荷载标准值为 200kN，忽略柱自重，柱抗侧移刚度系数 $k_1=k_2=3.0\times10^3$kN/m，结构阻尼比 $\zeta=0.05$，Ⅰ类建筑场地，设计地震分组为第二组，设计基本地震加速度为 $0.20g$。求厂房在多遇地震时水平地震作用。



(a) 单层厂房　　(b) 计算简图

图 3.8　例题 3.1 图

【解】 因质量集中于屋盖，所以结构计算时可简化为图 3.8(b)所示的单质点体系。

1) 确定重力荷载代表值 G 和自振周期 T。

由表 3.4 知，雪荷载组合值系数为 0.5，所以

$$G = 880 + 200 \times 0.5 = 980(\text{kN})$$

质点集中质量

$$m = \frac{G}{g} = \frac{980\text{kN}}{9.8\text{m/s}^2} = 100 \times 10^3\text{kg}$$

柱抗侧移刚度为两柱抗侧移刚度之和：

$$k = k_1 + k_2 = 6.0 \times 10^3\text{kN/m} = 6.0 \times 10^6\text{N/m}$$

于是得结构自振周期为

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi\sqrt{\frac{100 \times 10^3}{6.0 \times 10^6}} = 0.811(\text{s})$$

2) 确定地震影响系数最大值 α_{max} 和特征周期 T_g。

根据第一章的表 1.2 知，当设计基本地震加速度为 $0.20g$ 时，抗震设防烈度为 8 度。

由表 3.2 查得，在多遇地震时，$\alpha_{max}=0.16$。

由表 3.3 查得，在Ⅰ类场地、设计地震第二组时，$T_g=0.30$s。

3) 计算地震影响系数 α 值。

因 $T_g<T<5T_g$，所以 α 处于曲线下降段，α 的计算公式为

$$\alpha = \left(\frac{T_g}{T}\right)^{\gamma} \eta_2 \alpha_{max}$$

当阻尼比 $\zeta=0.05$ 时，由式(3.25)和式(3.26)可得 $\eta_2=1.0$，$\gamma=0.9$，则

$$\alpha = \left(\frac{T_g}{T}\right)^{\gamma} \eta_2 \alpha_{max} = \left(\frac{0.30}{0.811}\right)^{0.9} \times 1.0 \times 0.16 = 0.065$$

4) 计算水平地震作用。

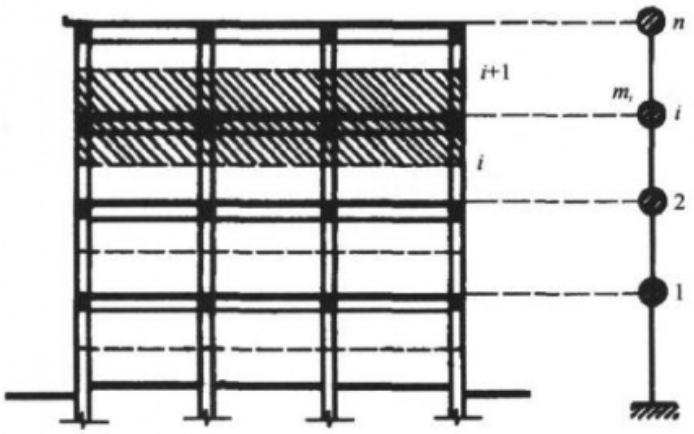
由式(3.23)得

$$F = \alpha G = 0.065 \times 980\text{kN} = 63.7\text{kN}$$

3.4 多自由度弹性体系的水平地震反应

在进行建筑结构地震反应分析时，除了少数质量比较集中的结构可以简化为单质点体系外，大多数建筑结构(如多、高层房屋，多跨不等高厂房等)，质量比较分散，则应简化为多质点体系来分析，这样才能得出比较符合实际的结果。

如图 3.9(a)所示的多层房屋，因其质量主要集中于各层楼盖和屋盖处，故可将结构简化为图 3.9(b)所示的多质点体系，其中质量 m_i 为第 i 层楼(屋)盖及其上、下各一半层高范围内的全部集中于楼(屋)面标高处的质量(如图中阴影部分所示)，并假设这些质点通过无重量的弹性直杆相连支承于地面上。一般说来，n 层房屋可简化成 n 个质点的弹性体系，若只考虑质点的单向水平振动，则有多少个质点就有多少个自由度。



(a) 多层房屋　　(b) 计算简图

图 3.9　多质点体系

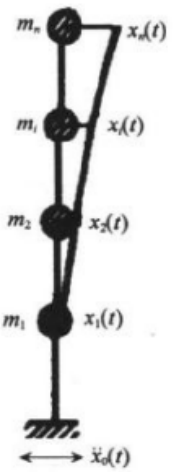


图 3.10　多质点体系的水平振动

3.4.1 多自由度弹性体系的运动方程

在地震激励下，多自由度弹性体系的水平振动状态如图 3.10 所示，其运动方程可表示为

$$[m]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [k]\{x\} = -[m]\{I\}\ddot{x}_0(t) \tag{3.29}$$

式中 $[m]$——质量矩阵；

$[c]$——阻尼矩阵；

$[k]$——刚度矩阵；

$\{I\}$——单位列向量；

$\ddot{x}_0(t)$——地面水平振动加速度；

$\{x\}$、$\{\dot{x}\}$、$\{\ddot{x}\}$——质点运动的位移向量、速度向量和加速度向量：

$$\{x\} = \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \\ \vdots \\ x_n(t) \end{Bmatrix}, \quad \{\dot{x}\} = \begin{Bmatrix} \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \\ \vdots \\ \dot{x}_n(t) \end{Bmatrix}, \quad \{\ddot{x}\} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1(t) \\ \ddot{x}_2(t) \\ \vdots \\ \ddot{x}_n(t) \end{Bmatrix} \tag{3.30}$$

当体系简化为图 3.10 的集中质量模型时，质量矩阵$[m]$为对角矩阵

$$[m] = \begin{bmatrix} m_1 & & & 0 \\ & m_2 & & \\ & & \ddots & \\ 0 & & & m_n \end{bmatrix} \tag{3.31}$$

刚度矩阵$[k]$为对称矩阵，其表达式为

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \cdots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & \cdots & k_{2n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ k_{n1} & k_{n2} & \cdots & k_{nn} \end{bmatrix} \tag{3.32}$$

式中 k_{ij}——刚度系数，$k_{ij}=k_{ji}$，k_{ij}具有如下的物理含义：它表示当 j 自由度产生单位位移，其余自由度不动时，在 i 自由度上需要施加的力。

阻尼矩阵$[c]$可写为如下形式：

$$[c] = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \cdots & c_{1n} \\ c_{21} & c_{22} & \cdots & c_{2n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ c_{n1} & c_{n2} & \cdots & c_{nn} \end{bmatrix} \tag{3.33}$$

式中 c_{ij}——阻尼系数，其物理含义为：当 j 自由度产生单位速度，其余自由度不动时，在 i 自由度上产生的阻尼力。

3.4.2 多自由度弹性体系的自振频率与振型分析

多自由度弹性体系的自振频率和振型由体系的自由振动分析得到，由式(3.29)得无阻尼自由振动方程为

$$[m]\{\ddot{x}\} + [k]\{x\} = 0 \tag{3.34}$$

设解的形式为

$$\{x\} = \{X\}\sin(\omega t + \varphi) \tag{3.35}$$

式中 $\{X\}$——振幅向量，$\{X\}=\{X_1 \quad X_2 \quad \cdots \quad X_n\}^T$；

ω——自振频率；

φ——相位角。

将式(3.35)对时间 t 微分二次，得

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2\{X\}\sin(\omega t + \varphi) \tag{3.36}$$

将式(3.35)、式(3.36)代入式(3.34)，得

$$([k] - \omega^2[m])\{X\} = 0 \tag{3.37}$$

因在振动过程中$\{X\}\neq 0$，所以式(3.37)的系数行列式必须等于零，即

$$|[k] - \omega^2[m]| = 0 \tag{3.38}$$

式(3.38)称为体系的频率方程或特征方程。式(3.38)可进一步写为

$$\begin{vmatrix} k_{11} - \omega^2 m_1 & k_{12} & \cdots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} - \omega^2 m_2 & \cdots & k_{2n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ k_{n1} & k_{n2} & \cdots & k_{nn} - \omega^2 m_n \end{vmatrix} = 0 \tag{3.39}$$

将行列式展开，可得关于 ω^2 的 n 次代数方程，n 为体系自由度数。求解代数方程可得 ω^2 的 n 个根，将其从小到大排列得体系的 n 个自振圆频率为 $\omega_1,\omega_2,\cdots,\omega_n$。将解得的频率值逐一代入振幅方程式(3.37)，便可得到对应于每一个自振频率下各质点的相对振幅比值，由此形成的曲线形式，就是该频率下的主振型。体系的最小频率 ω_1 称为第一频率或基本频率，与 ω_1 相应的振型称为第一振型或基本振型。对应于第二频率 ω_2 的振型称为第二振型。对 n 个自由度体系，有 n 个主振型存在。

主振型可用振型向量表示，对应于频率 ω_j 的振型向量为

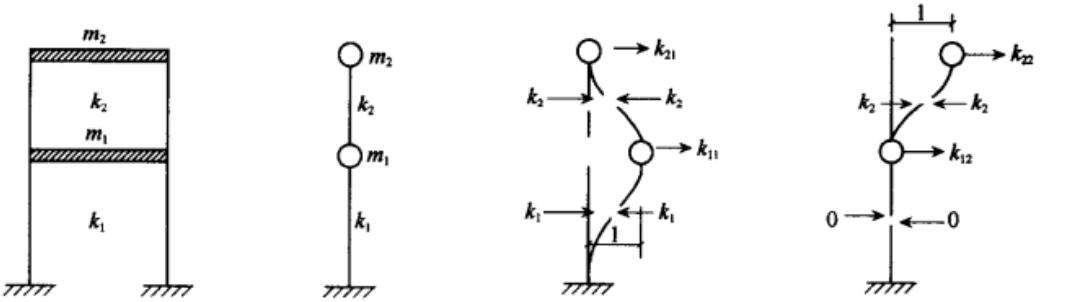
$$\{X\}_j = \begin{Bmatrix} X_{j1} \\ X_{j2} \\ \vdots \\ X_{jn} \end{Bmatrix} \tag{3.40}$$

式中 X_{ji}——当体系按频率 ω_j 振动时，质点 i 的相对位移幅值。

由于主振型只取决于各质点振幅之间的相对比值，为了简单起见，常将振型进行标准化处理。在工程领域，最常用的办法是规定体系中某一质点的振幅值在每个振型中均取为 1。

【例题 3.2】 图 3.11(a)所示二层框架结构，横梁刚度无限大，集中于楼面和屋面的质量分别为 $m_1=100\text{t}$，$m_2=50\text{t}$，各楼层层间剪切刚度为 $k_1=4\times10^4\text{kN/m}$，$k_2=2\times10^4\text{kN/m}$。求结构的自振频率和振型。

【解】 将结构简化为图 3.11(b)所示的两自由度弹性体系。



(a) 二层框架　(b) 计算简图　(c) 刚度系数 k_{11}、k_{21} 计算　(d) 刚度系数 k_{12}、k_{22} 计算

(e) 第一振型　(f) 第二振型

图 3.11　例题 3.2 图

结构的质量矩阵为

$$[m]=\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} 100 & 0 \\ 0 & 50 \end{bmatrix}(\mathrm{t})$$

根据刚度系数的定义，分别使质点 1 和质点 2 产生单位水平位移，如图 3.11(c、d)，则

$$k_{11}=k_1+k_2=6\times10^4(\mathrm{kN/m})$$

$$k_{12}=k_{21}=-k_2=-2\times10^4(\mathrm{kN/m})$$

$$k_{22}=k_2=2\times10^4(\mathrm{kN/m})$$

于是刚度矩阵为

$$[k]=\begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix}=\begin{bmatrix} 6 & -2 \\ -2 & 2 \end{bmatrix}\times10^4(\mathrm{kN/m})$$

由式(3.38)得频率方程为

$$\begin{vmatrix} 6\times10^4-100\omega^2 & -2\times10^4 \\ -2\times10^4 & 2\times10^4-50\omega^2 \end{vmatrix}=0$$

将上式展开得

$$\omega^4-1000\omega^2+16\times10^4=0$$

解上列方程式得

$$\omega_1^2=200,\qquad \omega_2^2=800$$

体系自振圆频率为

$$\omega_1 = 14.14\text{rad/s}, \qquad \omega_2 = 28.28\text{rad/s}$$

相对于第一阶频率 ω_1，由式(3.37)可得

$$([k] - \omega_1^2[m])\{X\}_1 = 0$$

即

$$\begin{bmatrix} k_{11} - m_1\omega_1^2 & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} - m_2\omega_1^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_{11} \\ X_{12} \end{Bmatrix} = 0$$

由上式得第一振型幅值的相对比值为

$$\frac{X_{12}}{X_{11}} = \frac{m_1\omega_1^2 - k_{11}}{k_{12}} = \frac{100 \times 200 - 6 \times 10^4}{-2 \times 10^4} = \frac{2}{1}$$

同理，第二振型幅值的相对比值为

$$\frac{X_{22}}{X_{21}} = \frac{m_1\omega_2^2 - k_{11}}{k_{12}} = \frac{100 \times 800 - 6 \times 10^4}{-2 \times 10^4} = \frac{-1}{1}$$

因此，第一振型为$\{X\}_1 = \begin{Bmatrix} X_{11} \\ X_{12} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 2 \end{Bmatrix}$；第二振型为$\{X\}_2 = \begin{Bmatrix} X_{21} \\ X_{22} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ -1 \end{Bmatrix}$。振型图分别示于图 3.11(e、f)。

上述算例为两个自由度情况，对多自由度体系，采用手算方法较为困难，因此通常利用计算机进行分析。

3.4.3 频率、振型特点

1. 频率

由频率方程(3.38)知，频率 ω 只与结构固有参数$[m]$、$[k]$有关，与外荷载无关，因此 ω 称为结构的固有频率。一旦结构形式给定，ω 即有其确定值，不会因荷载作用形式改变。

2. 振型

由上面的分析可知，振型$\{X\}_j$只表示在频率 ω_j 下的振动形状。各质点的振型值并非代表其绝对位移值，而只反映各质点振幅之间的相对比值关系。同一振型下，各点的振幅比值不变。因此，各点幅值可按相同比例放大或缩小，而保持振动形状不变。

3. 惯性力

根据式(3.14)知，第 j 振型第 i 质点的惯性力可表示为 $\omega_j^2 m_i X_{ji}$。

4. 主振型正交性

主振型的正交性表现在两个方面：

(1) 主振型关于质量矩阵是正交的，即

$$\{X\}_j^T[m]\{X\}_k = \begin{cases} 0 & (j \neq k) \\ M_j & (j = k) \end{cases} \tag{3.41}$$

(2) 主振型关于刚度矩阵也是正交的，即

$$\{X\}_j^T[k]\{X\}_k = \begin{cases} 0 & (j \neq k) \\ K_j & (j = k) \end{cases} \tag{3.42}$$

证明如下：

将式(3.37)改写为

$$[k]\{X\} = \omega^2[m]\{X\} \tag{3.43}$$

上式对体系任意第 j 阶和第 k 阶频率和振型均成立，即

$$[k]\{X\}_j = \omega_j^2[m]\{X\}_j \tag{3.44}$$

$$[k]\{X\}_k = \omega_k^2[m]\{X\}_k \tag{3.45}$$

将式(3.44)两边左乘$\{X\}_k^T$，式(3.45)两边左乘$\{X\}_j^T$，得

$$\{X\}_k^T[k]\{X\}_j = \omega_j^2\{X\}_k^T[m]\{X\}_j \tag{3.46}$$

$$\{X\}_j^T[k]\{X\}_k = \omega_k^2\{X\}_j^T[m]\{X\}_k \tag{3.47}$$

将式(3.46)两边转置，并注意到刚度矩阵和质量矩阵的对称性得

$$\{X\}_j^T[k]\{X\}_k = \omega_j^2\{X\}_j^T[m]\{X\}_k \tag{3.48}$$

将式(3.48)与式(3.47)相减得

$$(\omega_j^2 - \omega_k^2)\{X\}_j^T[m]\{X\}_k = 0 \tag{3.49}$$

若 $j \neq k$，则 $\omega_j \neq \omega_k$，于是必有如下正交性成立：

$$\{X\}_j^T[m]\{X\}_k = 0 \qquad (j \neq k) \tag{3.50}$$

将式(3.50)代入式(3.47)得到关于刚度矩阵的正交性

$$\{X\}_j^T[k]\{X\}_k = 0 \qquad (j \neq k) \tag{3.51}$$

3.4.4 地震反应分析的振型分解法

振型分解法是求解多自由度弹性体系动力响应的一种重要方法。由式(3.29)可知，多自由度弹性体系在水平地震作用下的运动方程为一组相互耦联的微分方程，联立求解有一定困难。振型分解法的思路是：利用振型的正交性，将原来耦联的多自由度微分方程组分解为若干彼此独立的单自由度微分方程，由单自由度体系结果分别得出各个独立方程的解，然后再将各个独立解进行组合叠加，得出总的反应。

一般，主振型关于阻尼矩阵不具有正交关系。为了能利用振型分解法，假定阻尼矩阵也满足正交关系，即

$$\{X\}_j^T[c]\{X\}_k = \begin{cases} 0 & (j \neq k) \\ C_j & (j = k) \end{cases} \tag{3.52}$$

在分析中，通常采用瑞利(Rayleigh)阻尼矩阵形式，将阻尼矩阵表为质量矩阵与刚度矩阵的线性组合，即

$$[c] = a[m] + b[k] \tag{3.53}$$

式中 a、b——比例常数。

将式(3.53)代入式(3.52)可得

$$\{X\}_j^T[c][X]_k = \begin{cases} 0 & (j \neq k) \\ aM_j + bK_j & (j = k) \end{cases} \tag{3.54}$$

有了上述正交性后，就可推导振型分解法。根据线性代数理论，n 维向量$\{x\}$可表示为 n 个独立向量的线性组合。引入广义坐标向量$\{q\}$：

$$\{q\} = \begin{Bmatrix} q_1(t) \\ q_2(t) \\ \vdots \\ q_n(t) \end{Bmatrix} \tag{3.55}$$

将位移向量$\{x\}$用振型的线性组合表示：

$$\{x\} = [X]\{q\} \tag{3.56}$$

式中 $[X]$——振型矩阵，是由 n 个彼此正交的主振型向量组成的方阵，

$$[X] = [\{X\}_1 \quad \{X\}_2 \quad \cdots \quad \{X\}_n] = \begin{bmatrix} X_{11} & X_{21} & \cdots & X_{n1} \\ X_{12} & X_{22} & \cdots & X_{n2} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ X_{1n} & X_{2n} & \cdots & X_{nn} \end{bmatrix} \tag{3.57}$$

矩阵$[X]$的元素 X_{ji}中，j 表示振型序号，i 表示自由度序号。$\{x\}$也可按主振型分解形式写为

$$\{x\} = \{X\}_1 q_1(t) + \{X\}_2 q_2(t) + \cdots + \{X\}_n q_n(t) \tag{3.58}$$

将式(3.56)代入式(3.29)得

$$[m][X]\{\ddot{q}\} + [c][X]\{\dot{q}\} + [k][X]\{q\} = -[m]\{\ddot{x}_0(t)\} \tag{3.59}$$

对上式的每一项均左乘$\{X\}_j^T$，得

$$\{X\}_j^T[m][X]\{\ddot{q}\} + \{X\}_j^T[c][X]\{\dot{q}\} + \{X\}_j^T[k][X]\{q\} = -\{X\}_j^T[m]\{\ddot{x}_0(t)\} \tag{3.60}$$

根据振型的正交性，上式各项展开相乘后，除第 j 项外，其他各项均为零。因此，方程化为如下独立形式：

$$M_j\ddot{q}_j(t) + C_j\dot{q}_j(t) + K_jq_j(t) = -\ddot{x}_0(t)\sum_{i=1}^{n} m_iX_{ji} \tag{3.61}$$

或写为

$$\ddot{q}_j(t) + 2\zeta_j\omega_j\dot{q}_j(t) + \omega_j^2q_j(t) = -\gamma_j\ddot{x}_0(t) \tag{3.62}$$

式中 M_j——第 j 振型广义质量，

$$M_j = \{X\}_j^T[m]\{X\}_j = \sum_{i=1}^{n} m_i X_{ji}^2 \tag{3.63}$$

K_j——第 j 振型广义刚度，

$$K_j = \{X\}_j^T[k]\{X\}_j = \omega_j^2 M_j \tag{3.64}$$

C_j——第 j 振型广义阻尼系数，

$$C_j = \{X\}_j^T[c]\{X\}_j = 2\zeta_j\omega_j M_j \tag{3.65}$$

γ_j——第 j 振型参与系数，

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^{n} m_i X_{ji}}{\sum_{i=1}^{n} m_i X_{ji}^2} \tag{3.66}$$

ζ_j——第 j 振型阻尼比，若取瑞利阻尼，则由式(3.54)和式(3.65)知

$$aM_j + bK_j = 2\zeta_j\omega_j M_j \tag{3.67}$$

于是有

$$\zeta_j = \frac{1}{2}\left(\frac{a}{\omega_j} + b\omega_j\right) \tag{3.68}$$

式中系数 a、b 通常由试验根据第一、二阶振型的频率和阻尼比，按下式确定：

$$a = \frac{2\omega_1\omega_2(\zeta_1\omega_2 - \zeta_2\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \tag{3.69a}$$

$$b = \frac{2(\zeta_2\omega_2 - \zeta_1\omega_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \tag{3.69b}$$

式(3.62)即相当于单自由度体系振动方程。取 $j=1,2,\cdots,n$，可得 n 个彼此独立的关于广义坐标 $q_j(t)$的运动方程，第 j 方程的振动频率和阻尼比即为原多自由度体系的第 j 阶频率和第 j 阶阻尼比。通过上述步骤，即实现了将原来多自由体系的耦联方程分解为若干彼此独立的单自由度方程的目的。对每一方程进行独立求解，可分别解出 $q_1(t)$，$q_2(t)$，$\cdots$，$q_n(t)$。

将方程(3.62)与单自由度体系在地震作用下的运动方程(3.8)对比可以发现，两个方程在形式上基本相似，只是方程(3.62)的等号右边多了一个系数 γ_j，因此方程(3.62)的解可以比照方程(3.8)的解，按式(3.12)写出：

$$q_j(t) = -\frac{\gamma_j}{\omega_j}\int_0^t \ddot{x}_0(\tau)e^{-\zeta_j\omega_j(t-\tau)}\sin\omega_j(t-\tau)\mathrm{d}\tau = \gamma_j\Delta_j(t) \tag{3.70}$$

式中

$$\Delta_j(t) = -\frac{1}{\omega_j}\int_0^t \ddot{x}_0(\tau)e^{-\zeta_j\omega_j(t-\tau)}\sin\omega_j(t-\tau)\mathrm{d}\tau \tag{3.71}$$

式(3.71)相当于自振频率为 ω_j、阻尼比为 ζ_j 的单自由度弹性体系在地震作用下的位移反应，这个单自由度体系称作与振型 j 相应的振子。

求出广义坐标$\{q\}=\{q_1(t)\quad q_2(t)\quad\cdots\quad q_n(t)\}^{\mathrm{T}}$后，即可按式(3.56)或式(3.58)进行组合，求得以原坐标表示的质点位移。其中第i质点的位移$x_i(t)$为

$$x_i(t)=X_{1i}q_1(t)+X_{2i}q_2(t)+\cdots+X_{ji}q_j(t)+\cdots+X_{ni}q_n(t)$$

$$=\sum_{j=1}^{n}q_j(t)X_{ji}=\sum_{j=1}^{n}\gamma_j\Delta_j(t)X_{ji} \tag{3.72}$$

在按振型分解法求解结构地震反应时，通常不需要计算全部振型。理论分析表明，前几阶振型对结构反应贡献最大，高阶振型对反应的贡献很小。对于一般多层房屋，通常只需考虑前三阶振型即可满足工程精度要求，这样使计算大为简化。

3.5 振型分解反应谱法

振型分解反应谱法是在前述的振型分解法和反应谱法基础上发展起来的一种计算多自由度体系地震作用的方法，该法的主要思路是：利用振型分解法的概念，将多自由度体系分解成若干个单自由度系统的组合，然后引用单自由度体系的反应谱理论来计算各振型的地震作用。该法较振型分解法更为简便实用，是抗震规范中给出的计算多自由度体系地震作用的一种基本方法。

3.5.1 多自由度体系的水平地震作用

首先简单回顾单自由度体系的反应谱理论。由式(3.14)知，单自由度体系的地震作用为

$$F(t)=m\omega^2x(t) \tag{3.14}$$

根据反应谱理论，单自由度体系的最大水平地震作用由式(3.23)给出

$$F=\alpha G \tag{3.23}$$

对多自由度体系，第j振型第i质点的地震作用可写为

$$F_{ji}(t)=m_i\omega_j^2x_{ji}(t) \tag{3.73}$$

由振型分解法知

$$x_{ji}(t)=X_{ji}q_j(t)=X_{ji}\gamma_j\Delta_j(t) \tag{3.74}$$

将上式代入式(3.73)，则有

$$F_{ji}(t)=\gamma_jX_{ji}m_i\omega_j^2\Delta_j(t) \tag{3.75}$$

由式(3.71)知，上式中的$\Delta_j(t)$为第j振型的单自由度振子，因此上式的后3项相当于单自由度体系公式(3.14)。利用单自由度反应谱的概念，得第j振型第i质点的最大地震作用为

$$F_{ji}=\gamma_jX_{ji}\alpha_jG_i=\alpha_j\gamma_jX_{ji}G_i\qquad(i,j=1,2,\cdots,n) \tag{3.76}$$

式中 F_{ji}——j振型i质点的水平地震作用；

α_j——与第j振型自振周期T_j相应的地震影响系数，按图3.7或式(3.28)确定；

G_i——集中于质点i的重力荷载代表值，按3.4节确定；

X_{ji}——j 振型 i 质点的水平相对位移；

γ_j——j 振型的参与系数，按式(3.66)计算，即

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^{n} X_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^{n} X_{ji}^2 G_i}$$

式(3.76)即为按振型分解反应谱法计算多自由度体系地震作用的一般表达式，由此可求得各阶振型下各个质点上的最大水平地震作用。图 3.12 给出了某一三质点体系各振型下的地震作用示意。

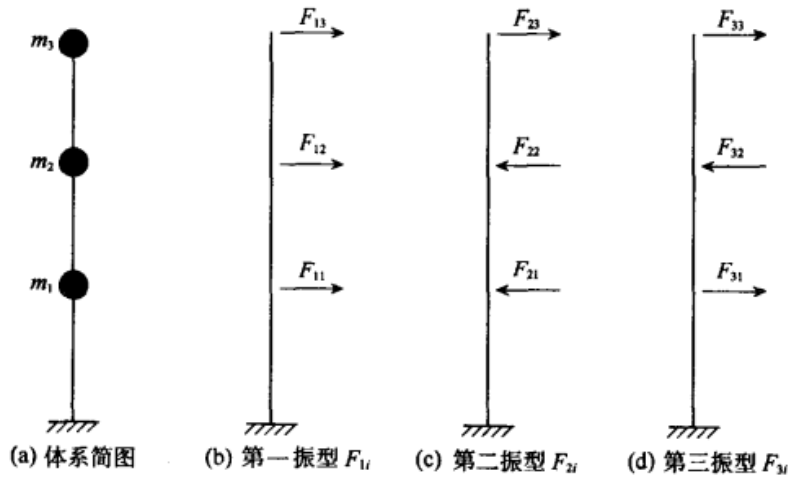


图 3.12　三质点体系各振型下的地震作用示意

3.5.2　地震作用效应的组合

按上述方法求出相应于各振型 j 各质点 i 的水平地震作用 F_{ji} 后，即可用一般结构力学方法计算相应于各振型时结构的弯矩、剪力、轴向力和变形，这些统称为地震作用效应，用 S_j 表示第 j 振型的作用效应。由于相应于各振型的地震作用 F_{ji} 均为最大值，所以相应各振型的地震作用效应 S_j 也为最大值，但结构振动时，相应于各振型的最大地震作用效应一般不会同时发生，因此，在求结构总的地震效应时不应是各振型效应 S_j 的简单代数和，由此产生了地震作用效应如何组合的问题，或称振型组合问题。

规范给出了根据随机振动理论得出的计算结构地震作用效应的“平方和开方”公式(SRSS 法)，即

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum S_j^2} \tag{3.77}$$

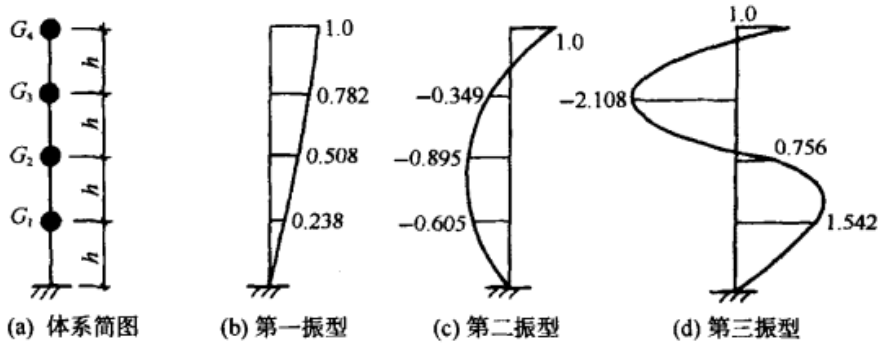
式中　S_{Ek}——水平地震作用标准值的效应；

S_j——j 振型水平地震作用标准值的效应，可只取前 2～3 个振型，当基本周期大于 1.5s 或房屋高宽比大于 5 时，振型个数应适当增加。

【例题 3.3】 钢筋混凝土 4 层框架经质量集中后计算简图如图 3.13(a)所示，各层高均为 4m，集中于各楼层的重力荷载代表值分别为：$G_1=435\text{kN}$，$G_2=440\text{kN}$，$G_3=430\text{kN}$，$G_4=380\text{kN}$。经频率分析得体系的前 3 阶自振频率为：$\omega_1=16.40\text{rad/s}$，$\omega_2=40.77\text{rad/s}$，$\omega_3=61.89\text{rad/s}$。体系的前 3 阶振型(见图 3.13)为

$$\{X\}_1=\begin{Bmatrix}0.238\\0.508\\0.782\\1.0\end{Bmatrix},\quad \{X\}_2=\begin{Bmatrix}-0.605\\-0.895\\-0.349\\1.0\end{Bmatrix},\quad \{X\}_3=\begin{Bmatrix}1.542\\0.756\\-2.108\\1.0\end{Bmatrix}$$

结构阻尼比 $\zeta=0.05$，I 类建筑场地，设计地震分组为第一组，抗震设防烈度为 8 度(设计基本地震加速度为 $0.20g$)。试按振型分解反应谱法确定该结构在多遇地震时的地震作用效应，并绘出层间地震剪力图。



(a) 体系简图　(b) 第一振型　(c) 第二振型　(d) 第三振型

图 3.13　例题 3.3 图

【解】 1) 计算地震影响系数 α_j。

由表 3.3 查得，在 I 类场地、设计地震第一组时，$T_g=0.25\text{s}$。

由表 3.2 查得，当抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度为 $0.20g$，在多遇地震时，$\alpha_{\max}=0.16$。

当阻尼比 $\zeta=0.05$ 时，由式(3.25)和式(3.26)得 $\eta_2=1.0$，$\gamma=0.9$。

根据已知的自振频率，可求得自振周期为

$$T_1=\frac{2\pi}{\omega_1}=\frac{2\pi}{16.40}=0.383(\text{s})$$

$$T_2=\frac{2\pi}{\omega_2}=\frac{2\pi}{40.77}=0.154(\text{s})$$

$$T_3=\frac{2\pi}{\omega_3}=\frac{2\pi}{61.89}=0.102(\text{s})$$

因 $T_g<T_1<5T_g$，所以 $\alpha_1=\left(\frac{T_g}{T_1}\right)^{\gamma}\eta_2\alpha_{\max}=\left(\frac{0.25}{0.383}\right)^{0.9}\times1.0\times0.16=0.109$。

由于 $0.1<T_2,T_3<T_g$，所以 $\alpha_2=\alpha_3=\eta_2\alpha_{\max}=0.16$。

2）计算振型参与系数 γ_j。

$$\gamma_1=\frac{\sum_{i=1}^{n}X_{1i}G_i}{\sum_{i=1}^{n}X_{1i}^2G_i}=\frac{0.238\times435+0.508\times440+0.782\times430+1\times380}{0.238^2\times435+0.508^2\times440+0.782^2\times430+1^2\times380}$$

$$=1.336$$

$$\gamma_2=\frac{\sum_{i=1}^{n}X_{2i}G_i}{\sum_{i=1}^{n}X_{2i}^2G_i}=\frac{-0.605\times435-0.895\times440-0.349\times430+1\times380}{0.605^2\times435+0.895^2\times440+0.349^2\times430+1^2\times380}$$

$$=-0.452$$

$$\gamma_3=\frac{\sum_{i=1}^{n}X_{3i}G_i}{\sum_{i=1}^{n}X_{3i}^2G_i}=\frac{1.542\times435+0.756\times440-2.108\times430+1\times380}{1.542^2\times435+0.756^2\times440+2.108^2\times430+1^2\times380}$$

$$=0.133$$

3）计算水平地震作用标准值 F_{ji}。

第一振型时各质点地震作用 F_{1i}：

$$F_{11}=\alpha_1\gamma_1X_{11}G_1=0.109\times1.336\times0.238\times435=15.08(\text{kN})$$

$$F_{12}=\alpha_1\gamma_1X_{12}G_2=0.109\times1.336\times0.508\times440=32.55(\text{kN})$$

$$F_{13}=\alpha_1\gamma_1X_{13}G_3=0.109\times1.336\times0.782\times430=48.97(\text{kN})$$

$$F_{14}=\alpha_1\gamma_1X_{14}G_4=0.109\times1.336\times1.0\times380=55.34(\text{kN})$$

第二振型时各质点地震作用 F_{2i}：

$$F_{21}=\alpha_2\gamma_2X_{21}G_1=0.16\times(-0.452)\times(-0.605)\times435=19.03(\text{kN})$$

$$F_{22}=\alpha_2\gamma_2X_{22}G_2=0.16\times(-0.452)\times(-0.895)\times440=28.48(\text{kN})$$

$$F_{23}=\alpha_2\gamma_2X_{23}G_3=0.16\times(-0.452)\times(-0.349)\times430=10.85(\text{kN})$$

$$F_{24}=\alpha_2\gamma_2X_{24}G_4=0.16\times(-0.452)\times1.0\times380=-27.48(\text{kN})$$

第三振型时各质点地震作用 F_{3i}：

$$F_{31}=\alpha_3\gamma_3X_{31}G_1=0.16\times0.133\times1.542\times435=14.27(\text{kN})$$

$$F_{32}=\alpha_3\gamma_3X_{32}G_2=0.16\times0.133\times0.756\times440=7.08(\text{kN})$$

$$F_{33}=\alpha_3\gamma_3X_{33}G_3=0.16\times0.133\times(-2.108)\times430=-19.29(\text{kN})$$

$$F_{34}=\alpha_3\gamma_3X_{34}G_4=0.16\times0.133\times1.0\times380=8.09(\text{kN})$$

4）计算各振型下的地震作用效应 S_{ji}。

将楼层的层间剪力看作要求的地震作用效应，根据隔离体平衡条件，所求层的层间剪力即为该层以上各地震作用之和。计算结果如图 3.14 所示，其中图 3.14(a、c、e)为各振型

的地震作用 F_{ji}，图 3.14(b、d、f)为各振型下的层间剪力 S_{ji}。

5) 计算结构地震作用效应 S_{Ek}。

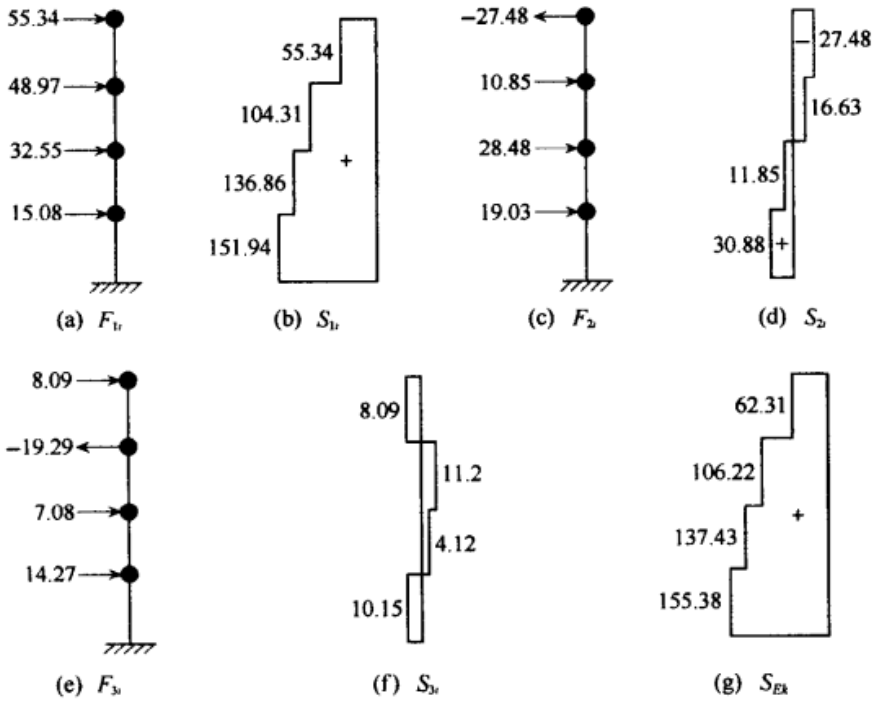
$$S_{Ek1}=\sqrt{151.94^2+30.88^2+10.15^2}=155.38(\text{kN})$$

$$S_{Ek2}=\sqrt{136.86^2+11.85^2+4.12^2}=137.43(\text{kN})$$

$$S_{Ek3}=\sqrt{104.31^2+16.63^2+11.2^2}=106.22(\text{kN})$$

$$S_{Ek4}=\sqrt{55.34^2+27.48^2+8.09^2}=62.31(\text{kN})$$

层间剪力计算结果见图 3.14(g)。



(a) F_{1i}　(b) S_{1i}　(c) F_{2i}　(d) S_{2i}

(e) F_{3i}　(f) S_{3i}　(g) S_{Ek}

图 3.14　例题 3.3 计算结果

3.6　底部剪力法

按振型分解法求解多自由度体系的地震反应时，需要计算结构的各阶频率和振型，运算较繁。为了简化计算，规范进一步提出了近似计算结构水平地震作用的底部剪力法。此法的主要思路是：先计算出作用于结构的总水平地震作用，即作用于结构底部的剪力，然后将总水平地震作用按照一定的规律分配到各个质点上，从而得到各个质点的水平地震作用。底部剪力法的最主要优点是不需进行烦琐的频率和振型分析。

3.6.1　底部剪力法的基本公式

底部剪力法属一种近似方法，是针对某些建筑结构的振动特点提出的简化方法。因

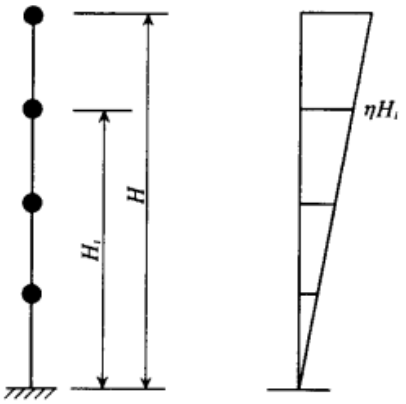


图 3.15　底部剪力法计算简图

此，底部剪力法具有一定的适用范围。规范规定，对于以下两类建筑结构可采用底部剪力法进行抗震计算：

（1）高度不超过 40m、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的结构。

（2）近似于单质点体系的结构。

上述结构在振动过程中具有如下特点：

（1）地震位移反应以基本振型为主。

（2）基本振型接近于倒三角形分布。

根据以上特点，假定只考虑第一振型的贡献，忽略高阶振型的影响，并将第一振型处理为倒三角形直线分布，如图 3.15。因此，体系振动时质点 i 处的振幅与该质点距地面的高度成正比，即

$$X_{1i} = \eta H_i \tag{3.78}$$

式中　η——比例常数。

将上式代入式(3.76)，得

$$F_i = \alpha_1 \gamma_1 \eta H_i G_i \tag{3.79}$$

结构总水平地震作用标准值(底部剪力)为

$$F_{Ek} = \sum_{i=1}^{n} F_i = \alpha_1 \gamma_1 \eta \sum_{i=1}^{n} G_i H_i \tag{3.80}$$

由上式得

$$\alpha_1 \gamma_1 \eta = \frac{F_{Ek}}{\sum_{i=1}^{n} G_i H_i} \tag{3.81}$$

将上式代入式(3.79)，得出计算 F_i 的表达式

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^{n} G_j H_j} F_{Ek} \tag{3.82}$$

式中　F_{Ek}——结构总水平地震作用标准值(底部剪力)；

F_i——质点 i 的水平地震作用标准值；

G_i、G_j——分别为集中于质点 i、j 的重力荷载代表值，按 3.4 节确定；

H_i、H_j——分别为质点 i、j 的计算高度。

式(3.82)即为按底部剪力法计算质点 i 水平地震作用的基本公式。由该式可看出，如果已知 F_{Ek}，则可方便地计算 F_i。因此，问题的关键是 F_{Ek}等于多少。为简化计算，我们可根据底部剪力相等的原则，将多质点体系等效为一个与其基本周期相同的单质点体系，这样就可方便地用单自由度体系公式(3.23)计算底部剪力 F_{Ek}值，即

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \tag{3.83}$$

式中 α_1——相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数，按图 3.7 或式(3.28)确定，对多层砌体房屋、底部框架和多层内框架砖房，易取水平地震影响系数最大值；

G_{eq}——结构等效总重力荷载，

$$G_{eq}=\beta\sum_{i=1}^{n}G_i \tag{3.84}$$

其中 β——等效系数。对单质点体系，取 $\beta=1$；对多质点体系，经大量计算分析，β 值一般在 0.8～0.9 之间，抗震规范取 $\beta=0.85$。

3.6.2 底部剪力法的修正

1. 高振型影响

由式(3.82)表达的计算地震作用的公式仅考虑了第一振型影响，并将其假定为直线倒三角形分布。当结构基本周期较长时，高阶振型对地震作用的影响不可忽略。计算分析表明，对于周期较长的多层结构，按式(3.82)计算会过小地估计结构顶部的地震剪力。为此，需对式(3.82)进行修正。抗震规范对 $T_1>1.4T_g$ 的长周期结构，给出了如下的修正原则：

(1) 在顶部质点增加一个附加地震作用 ΔF_n。

(2) 保持结构总底部剪力不变。

根据以上原则，规范给出计算水平地震作用的公式为(见图 3.16)

$$\left.\begin{aligned}&F_{Ek}=\alpha_1 G_{eq}\\&F_i=\frac{G_iH_i}{\sum_{j=1}^{n}G_jH_j}F_{Ek}(1-\delta_n)\qquad(i=1,2,\cdots,n)\\&\Delta F_n=\delta_n F_{Ek}\end{aligned}\right\} \tag{3.85}$$

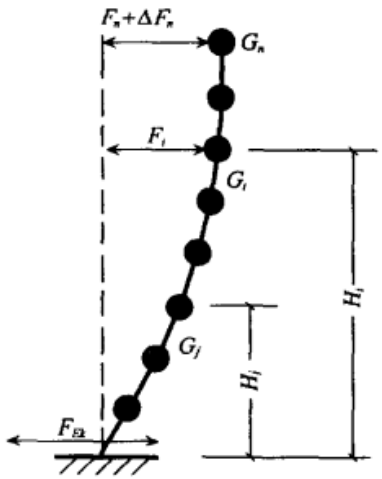


图 3.16 结构水平地震作用计算简图

式中 δ_n——顶部附加地震作用系数，对于多层钢筋混凝土房屋和钢结构房屋，按表 3.5 采用，对于多层内框架砖房可取 $\delta_n=0.2$，其他房屋可取 $\delta_n=0.0$；

ΔF_n——顶部附加水平地震作用。

表 3.5 顶部附加地震作用系数 δ_n

T_g/s	$T_1>1.4T_g$	$T_1\leqslant 1.4T_g$
$T_g\leqslant 0.35$	$0.08T_1+0.07$	0.0
$0.35<T_g\leqslant 0.55$	$0.08T_1+0.01$	
$T_g>0.55$	$0.08T_1-0.02$	

2. 鞭端效应

大量震害表明，突出屋面的屋顶间、女儿墙、烟囱等附属结构往往破坏较为严重。根据理论分析，突出屋面部分的质量、刚度与下层相比越小，则端部振动越严重。这种由于顶层质量和刚度比下部小许多而使顶部振幅急剧加大的现象称为鞭端效应。针对鞭端效应影响，当按底部剪力法对具有突出屋面的屋顶间、女儿墙、烟囱等多层结构进行抗震计算时，宜按以下原则进行修正：

(1) 将顶层局部突出结构的地震作用效应放大 3 倍(即取 $F_n\times3$)设计顶层构件。

(2) 以上地震作用效应的增大部分(即 $2F_n$)不往下传递。

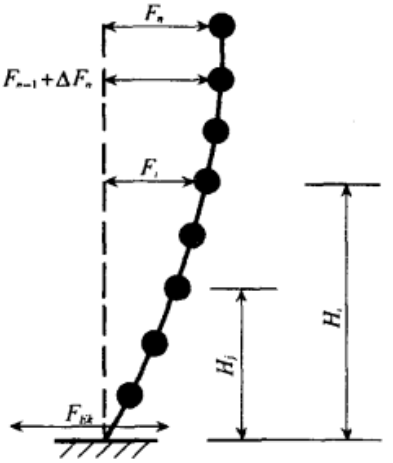


图 3.17　考虑鞭端效应结构的水平地震作用计算简图

当结构基本周期 $T_1>1.4T_g$ 时，尚应考虑高振型的影响，此时附加地震作用 ΔF_n 应置于主体结构的顶层(即质点 $n-1$ 处)，而不应置于局部突出部分的质点处，见图 3.17。

【例题 3.4】 已知条件同例题 3.3，但设计基本地震加速度改为 $0.30g$。按底部剪力法计算结构在多遇地震时的水平地震作用及地震剪力。

【解】 1) 计算地震影响系数 α_1。

由表 3.3 查得，在 I 类场地、设计地震第一组时，$T_g=0.25$s。

由表 3.2 知，当设计基本地震加速度为 $0.30g$ 时，$\alpha_{max}=0.24$。

当阻尼比 $\zeta=0.05$ 时，$\eta_2=1.0$，$\gamma=0.9$。

在例题 3.3 中已求得结构基本自振周期 $T_1=0.383$s，因 $T_g<T_1<5T_g$，所以

$$\alpha_1=\left(\frac{T_g}{T_1}\right)^{\gamma}\eta_2\alpha_{max}=\left(\frac{0.25}{0.383}\right)^{0.9}\times1.0\times0.24=0.163$$

2) 计算结构等效总重力荷载 G_{eq}。

$$G_{eq}=\beta\sum_{i=1}^{n}G_i=0.85\times(435+440+430+380)=1432.25(\text{kN})$$

3) 计算底部剪力 F_{Ek}。

$$F_{Ek}=\alpha_1G_{eq}=0.163\times1432.25=233.46(\text{kN})$$

4) 计算各质点的水平地震作用 F_i。

因 $T_1=0.383\text{s}>1.4T_g=0.35\text{s}$，所以需考虑顶部附加地震作用，按式(3.85)进行计算。

由表 3.5 知

$$\delta_n=0.08T_1+0.07=0.101$$

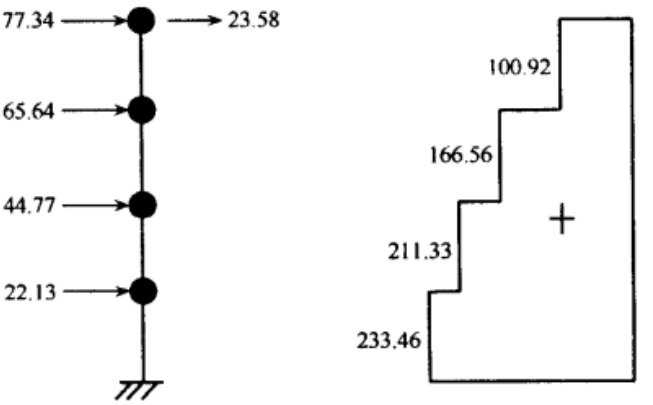
$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} = 0.101 \times 233.46 = 23.58(\text{kN})$$

$$(1 - \delta_n)F_{Ek} = 209.88\text{kN}$$

计算结果列于表 3.6，层间剪力图见图 3.18。

表 3.6　例题 3.4 计算结果

层数	G_i /kN	H_i /m	G_iH_i /(kN·m)	$\sum G_iH_i$ /(kN·m)	F_i /kN	ΔF_n /kN	V_i /kN
4	380	16	6080	16 500	77.34	23.58	100.92
3	430	12	5160		65.64		166.56
2	440	8	3520		44.77		211.33
1	435	4	1740		22.13		233.46



(a) 地震作用力　　(b) 层间剪力

图 3.18　例题 3.4 层间剪力图

3.7　结构基本周期的近似计算

按底部剪力法计算结构地震作用的最大优点是不需进行烦琐的频率和振型分析，但此时仍需知道结构的基本周期值。本节介绍两种常用的计算结构基本周期的近似方法：能量法和顶点位移法。

3.7.1　能量法

能量法又称瑞利法，是一种根据能量守恒原理确定结构基本周期的近似方法。

设一 n 质点弹性体系(图 3.19)，质点 i 的质量为 m_i，相应的重力荷载为 $G_i = m_i g$，g 为重力加速度。用能量法计算基本周期的准确程度取决于假定的第一振型与真实振型的近似程度，根据瑞利的建议，沿振动方向施加等于体系荷重的静力作用，由此产生的变形

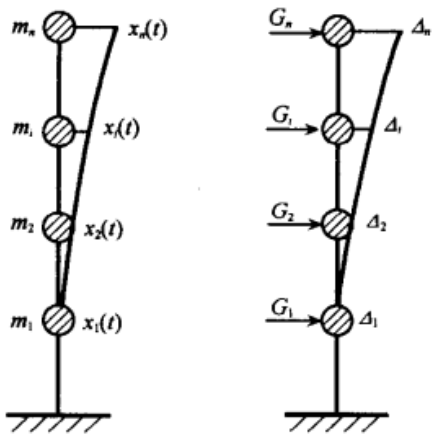


图 3.19　按能量法计算基本周期的计算简图

曲线作为体系的第一振型可得到满意的结果。如图 3.19，假设各质点的重力荷载 G_i 水平作用于相应质点 m_i 上所产生的弹性变形曲线为基本振型，图中 Δ_i 为质点 i 的水平位移。于是，在振动过程中，质点 i 的瞬时水平位移为

$$x_i(t) = \Delta_i \sin(\omega_1 t + \varphi_1)$$

其瞬时速度为

$$\dot{x}_i(t) = \omega_1 \Delta_i \cos(\omega_1 t + \varphi_1)$$

当体系在振动过程中各质点位移同时达到最大时，动能为零，而变形位能达到最大值 U_{max}，即

$$U_{max} = \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n} G_i \Delta_i \tag{3.86}$$

当体系经过静平衡位置时，变形位能为零，体系动能达到最大值 T_{max}，即

$$T_{max} = \frac{1}{2}\sum_{i=1}^{n} m_i(\omega_1 \Delta_i)^2 = \frac{\omega_1^2}{2g}\sum_{i=1}^{n} G_i \Delta_i^2 \tag{3.87}$$

若忽略阻尼力影响，则体系没有能量损耗，总能量保持不变。根据能量守恒原理，令 $U_{max}=T_{max}$，则得体系基本频率的近似计算公式为

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{g\sum_{i=1}^{n} G_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^{n} G_i \Delta_i^2}} \tag{3.88}$$

体系的基本周期为

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 2\pi\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} G_i \Delta_i^2}{g\sum_{i=1}^{n} G_i \Delta_i}} \approx 2\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} G_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^{n} G_i \Delta_i}} \tag{3.89}$$

式中　G_i——质点 i 的重力荷载；

Δ_i——在各假想水平荷载 G_i 共同作用下，质点 i 处的水平弹性位移(m)。

3.7.2　顶点位移法

顶点位移法是常用的一种求结构体系基本周期的近似方法，其基本思路是将体系的基本周期用在重力荷载水平作用下的顶点位移来表示。

考虑一质量均匀的悬臂直杆[图 3.20(a)]，杆单位长度的质量为 $\overline{m}$，相应重力荷载为 $q=\overline{m}g$。

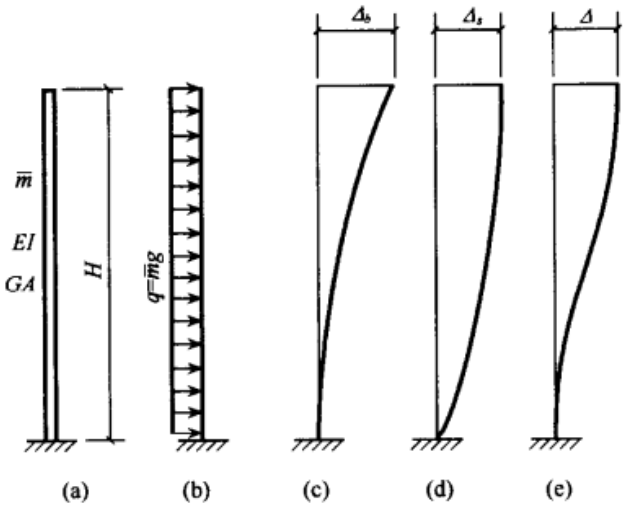


图 3.20　顶点位移法计算基本周期

当杆为弯曲型振动时，基本周期可按下式计算：

$$T_b = 1.78\sqrt{\frac{qH^4}{gEI}} \tag{3.90}$$

当杆为剪切型振动时，基本周期为

$$T_s = 1.28\sqrt{\frac{\xi qH^2}{GA}} \tag{3.91}$$

式中　EI——杆的弯曲刚度；

GA——杆的剪切刚度；

ξ——剪应力分布不均匀系数。

悬臂直杆在均布重力荷载 q 水平作用下[图 3.20(b)]，弯曲变形时的顶点位移为

$$\Delta_b = \frac{qH^4}{8EI} \tag{3.92}$$

剪切变形时的顶点位移为

$$\Delta_s = \frac{\xi qH^2}{2GA} \tag{3.93}$$

将式(3.92)代入式(3.90)，得杆按弯曲振动时用顶点位移表示的基本周期计算公式

$$T_b = 1.6\sqrt{\Delta_b} \tag{3.94}$$

将式(3.93)代入式(3.91)，得杆按剪切振动时的基本周期公式

$$T_s = 1.8\sqrt{\Delta_s} \tag{3.95}$$

若杆按弯剪振动，顶点位移为 Δ，则基本周期可按下式计算：

$$T = 1.7\sqrt{\Delta} \tag{3.96}$$

上述各公式中，顶点位移的单位为 m，周期的单位为 s。对于一般多层框架结构，只要求得框架在集中于楼(屋)盖的重力荷载水平作用时的顶点位移，即可求出其基本周期值。

3.7.3 基本周期的修正

在按能量法和顶点位移法求解基本周期时，一般只考虑承重构件的刚度(如框架梁柱、抗震墙)，并未考虑非承重构件(如填充墙)对刚度的影响，这将使理论计算的周期偏长。当用反应谱理论计算地震作用时，会使地震作用偏小而趋于不安全。因此，为使计算结果更接近实际情况，应对理论计算结果给予折减，对式(3.89)和式(3.96)分别乘以折减系数，得

$$T_1 = 2\psi_T \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} G_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^{n} G_i \Delta_i}} \tag{3.97}$$

$$T = 1.7\psi_T \sqrt{\Delta} \tag{3.98}$$

式中 ψ_T——考虑填充墙影响的周期折减系数，取值如下：

框架结构：　$\psi_T = 0.6 \sim 0.7$

框架 - 抗震墙结构：　$\psi_T = 0.7 \sim 0.8$

抗震墙结构：　$\psi_T = 1.0$

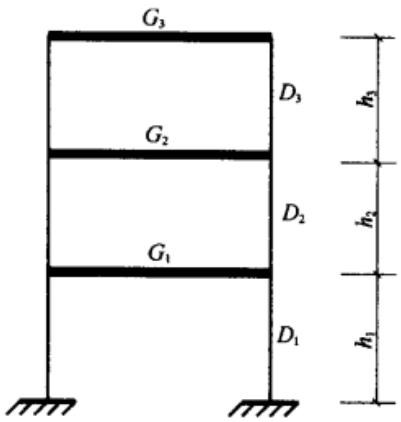


图 3.21　例题 3.5 图

【例题 3.5】 钢筋混凝土 3 层框架计算简图如图 3.21 所示，各层高均为 5m，各楼层重力荷载代表值分别为：$G_1 = G_2 = 1200\text{kN}$，$G_3 = 800\text{kN}$；楼板刚度无穷大，各楼层抗侧移刚度分别为：$D_1 = D_2 = 4.5 \times 10^4\text{kN/m}$，$D_3 = 4.0 \times 10^4\text{kN/m}$。分别按能量法和顶点位移法计算结构基本自振周期(取填充墙影响折减系数为 0.7)。

【解】 1) 计算将各楼层重力荷载水平作用于结构时引起的侧移值，计算结果列于表 3.7。

表 3.7　例题 3.5 侧移计算

层数	楼层重力荷载 G_i /kN	楼层剪力 $V_i = \sum_i^n G_i$ /kN	楼层侧移刚度 D_i /(kN/m)	层间侧移 $\delta_i = V_i/D_i$ /m	楼层侧移 $\Delta_i = \sum_1^i \delta_i$ /m
3	800	800	40 000	0.0200	0.1355
2	1200	2000	45 000	0.0444	0.1155
1	1200	3200	45 000	0.0711	0.0711

2）按能量法计算基本周期。

由式(3.97)得

$$T_1 = 2\psi_T \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} G_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^{n} G_i \Delta_i}}$$

$$= 2 \times 0.7 \times \sqrt{\frac{800 \times 0.1355^2 + 1200 \times 0.1155^2 + 1200 \times 0.0711^2}{800 \times 0.1355 + 1200 \times 0.1155 + 1200 \times 0.0711}}$$

$$= 0.466(\text{s})$$

3）按顶点位移法计算基本周期。

由式(3.98)得

$$T_1 = 1.7\psi_T \sqrt{\Delta} = 1.7 \times 0.7 \times \sqrt{0.1355} = 0.438(\text{s})$$

3.8 平动扭转耦联振动时结构的抗震计算

前面几节讨论的水平地震作用的计算方法适用于结构平面布置规则、质量和刚度分布均匀的结构体系。这时，结构可简化为质点系，即每一楼层简化为一个自由度的质点。当结构布置不能满足均匀、规则、对称的要求时，结构的振动除了平移振动外，还会伴随着扭转振动。大量震害调查表明，扭转将产生对结构不利的影响，加重建筑结构的地震震害。因此，我国抗震规范规定：对于质量和刚度分布明显不对称的结构，应通过计算计入水平地震作用的扭转影响。

综合分析起来，产生扭转的原因可分为外因和内因两个方面：

(1) 外因方面。地震动是一种多维随机运动，地面运动存在着转动分量或地面各点的运动存在相位差，导致即使是对称结构也难免发生扭转。

(2) 内因方面。结构自身不对称，结构平面质量中心与刚度中心不重合，存在偏心，导致水平地震下结构的扭转振动。此外，对于多层房屋，即使每层的质心与刚心重合，但各楼层的质心不在同一竖轴上时，同样也会引起整个结构的扭转振动。

对于上述原因的第一条，由于目前缺乏地震动扭转分量的强震记录，因而由该原因引起的扭转效应还难于确定。规范中采用如下规定考虑其影响：规则结构不进行扭转耦联计算时，平行于地震作用方向的两个边榀，其地震作用效应应乘以增大系数。一般情况下，短边可按 1.15 采用，长边可按 1.05 采用；当扭转刚度较小时，宜按不小于 1.3 采用。

对于上述原因的第二条，规范提出按扭转耦联振型分解法计算地震作用及其效应。假设楼盖平面内刚度为无限大，将质量分别就近集中到各层楼板平面上，则扭转耦联振动时结构的计算简图可简化为图 3.22 所示的串联刚片系，而不是仅考虑平移振动时的串联质

点系。每层刚片有 3 个自由度，即 x、y 两方向的平移和平面内的转角 φ。当结构为 n 层时，则结构共有 $3n$ 个自由度。

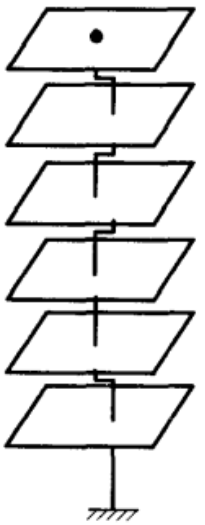


图 3.22　平动扭转耦联振动时的串联刚片模型

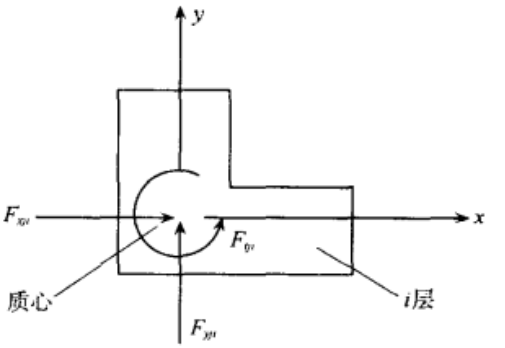


图 3.23　j 振型第 i 层质心处的地震作用

在自由振动条件下，任一振型 j 在任意层 i 具有 3 个振型位移，即两个正交的水平位移 X_{ji}、Y_{ji}和一个转角位移 φ_{ji}。按扭转耦联振型分解法计算时，j 振型第 i 层的水平地震作用标准值按下列公式确定(图 3.23)：

$$\left.\begin{aligned} F_{xji} &= \alpha_j \gamma_{tj} X_{ji} G_i \\ F_{yji} &= \alpha_j \gamma_{tj} Y_{ji} G_i \\ F_{tji} &= \alpha_j \gamma_{tj} r_i^2 \varphi_{ji} G_i \end{aligned}\right\} \tag{3.99}$$

式中　F_{xji}、F_{yji}、F_{tji}——分别为 j 振型 i 层的 x 方向、y 方向和转角方向的地震作用标准值；

X_{ji}、Y_{ji}——分别为 j 振型 i 层质心在 x、y 方向的水平相对位移；

φ_{ji}——j 振型 i 层的相对扭转角；

α_j——与第 j 振型自振周期 T_j 相应的地震影响系数；

r_i——i 层转动半径，按下式计算：

$$r_i = \sqrt{J_i / m_i} \tag{3.100}$$

其中　J_i——第 i 层绕质心的转动惯量；

m_i——第 i 层的质量。

γ_{tj}——计入扭转的 j 振型参与系数，按下列公式确定：

当仅取 x 方向地震作用时，

$$\gamma_{tj}=\gamma_{xj}=\frac{\sum_{i=1}^{n}X_{ji}G_i}{\sum_{i=1}^{n}(X_{ji}^2+Y_{ji}^2+\varphi_{ji}^2r_i^2)G_i} \tag{3.101}$$

当仅取 y 方向地震作用时，

$$\gamma_{tj}=\gamma_{yj}=\frac{\sum_{i=1}^{n}Y_{ji}G_i}{\sum_{i=1}^{n}(X_{ji}^2+Y_{ji}^2+\varphi_{ji}^2r_i^2)G_i} \tag{3.102}$$

当取与 x 方向斜交的地震作用时，

$$\gamma_{tj}=\gamma_{xj}\cos\theta+\gamma_{yj}\sin\theta \tag{3.103}$$

其中 θ——地震作用方向与 x 方向的夹角。

按式(3.99)可分别求得对应于每一振型的最大地震作用，这时仍需进行振型组合求结构总的地震反应。与结构单向平移水平地震反应计算相比，考虑平扭耦合效应进行振型组合时，需注意由于平扭耦合体系有 x 向、y 向和扭转 3 个主振方向，若取 $3r$ 个振型组合则只相当于不考虑平扭耦合影响时只取 r 个振型组合的情况，故平扭耦合体系的组合数比非平扭耦合体系的振型组合数要多，一般应为 3 倍以上。此外，由于平扭耦合影响，一些振型的频率间隔可能很小，振型组合时，需考虑不同振型地震反应间的相关性。为此，可采用完全二次振型组合法(CQC 法)，按下式计算地震作用效应：

$$S_{Ek}=\sqrt{\sum_{j=1}^{m}\sum_{k=1}^{m}\rho_{jk}S_jS_k} \tag{3.104}$$

$$\rho_{jk}=\frac{8\zeta_j\zeta_k(1+\lambda_T)\lambda_T^{1.5}}{(1-\lambda_T^2)^2+4\zeta_j\zeta_k(1+\lambda_T)^2\lambda_T} \tag{3.105}$$

式中 S_{Ek}——地震作用标准值的扭转效应；

m——所取振型数，一般取前 9～15 个振型；

S_j、S_k——分别为 j、k 振型地震作用标准值的效应；

ζ_j、ζ_k——分别为 j、k 振型的阻尼比；

ρ_{jk}——j 振型与 k 振型的耦联系数；

λ_T——k 振型与 j 振型的自振周期比。

表 3.8 给出了阻尼比 $\zeta=0.05$ 时 ρ_{jk}与 λ_T 的数值关系，从表中可看出，ρ_{jk}随 λ_T 的减小而迅速衰减。当 $\lambda_T>0.8$ 时，不同振型之间相关性的影响可能较大。这说明，当各振型的频率相近时，有必要考虑耦连系数 ρ_{jk}的影响。当 $\lambda_T<0.7$ 时，两个振型间的相关性很小，可忽略不计。如果忽略全部振型的相关性，即只考虑自身振型的相关，则由式(3.104)给出的 CQC 组合式退化为式(3.77)的 SRSS 组合式。

表 3.8　ρ_{jk}与 λ_T 的数值关系($\zeta=0.05$)

λ_T	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95	1.0
ρ_{jk}	0.010	0.018	0.035	0.071	0.165	0.472	0.791	1.000

按式(3.99)可分别求出 x 向水平地震动和 y 向水平地震动产生的各阶水平地震作用,再按式(3.104)进行振型组合,分别求得由 x 向水平地震动和由 y 向水平地震动产生的某一特定地震作用效应(如楼层位移、构件内力等),分别计为 S_x 和 S_y。由于 S_x 和 S_y 不一定在同一时刻发生,可采用平方和开方的方式估计由双向水平地震产生的作用效应。根据强震观测记录的统计分析,两个方向水平地震加速度的最大值不相等,二者之比约为 1∶0.85,因此规范提出按下面两式的较大值确定双向水平地震作用效应:

$$S_{Ek}=\sqrt{S_x^2+(0.85S_y)^2} \tag{3.106}$$

或

$$S_{Ek}=\sqrt{S_y^2+(0.85S_x)^2} \tag{3.107}$$

式中　S_x、S_y——分别为 x 向、y 向单向水平地震作用按式(3.104)计算的扭转效应。

在进行平动扭转耦联的计算中,需要求出各楼层的转动惯量。对于任意形状的楼盖,取任意坐标轴,质心 C_i 的坐标 x_i、y_i 可用下式求得:

$$x_i=\frac{\iint_{A_i}\overline{m}_i x\mathrm{d}x\mathrm{d}y}{\iint_{A_i}\overline{m}_i\mathrm{d}x\mathrm{d}y},\qquad y_i=\frac{\iint_{A_i}\overline{m}_i y\mathrm{d}x\mathrm{d}y}{\iint_{A_i}\overline{m}_i\mathrm{d}x\mathrm{d}y} \tag{3.108}$$

式中　$\overline{m}_i$——i 层任意点处单位面积的质量;

A_i——i 层楼盖水平面积。

绕任意竖轴 o 的转动惯量为

$$J_{io}=\iint_{A_i}\overline{m}_i(x^2+y^2)\mathrm{d}x\mathrm{d}y \tag{3.109}$$

绕质心 C_i 的转动惯量为

$$J_i=\iint_{A_i}\overline{m}_i[(x-x_i)^2+(y-y_i)^2]\mathrm{d}x\mathrm{d}y \tag{3.110}$$

3.9　竖向地震作用计算

地震时,地面运动的竖向分量引起建筑物产生竖向振动。震害调查表明,在高烈度区,竖向地震的影响十分明显。对于高层建筑和高耸结构,由于重力荷载产生的压应力沿高度逐渐减小,可能使结构的上部在竖向地震作用下因上下振动而出现拉应力,加重上部结构

的地震震害。对于大跨度结构，竖向地震使结构产生上下振动的惯性力，相当于增加了结构的上下荷载作用。因此我国抗震规范规定：设防烈度为 8 度和 9 度区的大跨度结构、长悬臂结构，以及设防烈度为 9 度区的高层建筑，应计算竖向地震作用。

3.9.1 高层建筑的竖向地震作用计算

要进行竖向地震作用计算，首先应掌握竖向反应谱。根据大量强震记录及其统计分析，竖向地震具有如下特点：

(1) 竖向地震动力系数 β 谱曲线与水平地震动力系数 β 谱曲线的变化规律大致相同，两者的最大动力系数 β_{max} 的数值接近，反应谱的形状相差不大。

(2) 竖向地震动加速度峰值大约为水平地震动加速度峰值的 1/2～2/3，此数值实际上决定了两者地震系数 k 之间的比值。

根据上述特点，在竖向地震作用的计算中，可近似采用水平反应谱，而竖向地震影响系数的最大值近似取为水平地震影响系数最大值的 65%。

通过对大量高层建筑的分析，其主要振动规律可概括为：

(1) 竖向基本振型接近于一条直线，按倒三角形分布。

(2) 竖向地震反应以基本振型为主。

(3) 高层建筑竖向基本周期很短，一般在 0.1～0.2s 之间。

由上述规律的前两条可知，高层建筑的竖向地震作用计算可采用类似于水平地震作用的底部剪力法，即先确定结构底部总竖向地震作用，然后由总竖向地震作用计算结构各个质点上的地震作用，计算简图见图 3.24。由上述规律的第三条可知，高层建筑的竖向基本周期处于地震影响系数曲线的水平段，因此竖向地震影响系数可均取最大值 α_{vmax}，不必再计算竖向基本周期。

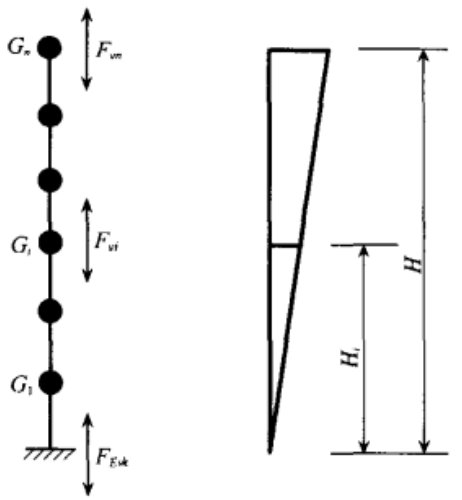


图 3.24 竖向地震作用计算简图

根据上述分析，高层建筑竖向地震作用计算的基本公式为

$$F_{Evk} = \alpha_{vmax} G_{eq} \tag{3.111}$$

$$F_{vi} = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^{n} G_j H_j} F_{Evk} \tag{3.112}$$

式中 F_{Evk}——结构总竖向地震作用标准值；

F_{vi}——质点 i 的竖向地震作用标准值；

α_{vmax}——竖向地震影响系数最大值，取水平地震影响系数最大值的 65%，即 $\alpha_{vmax} = 0.65\alpha_{max}$；

G_{eq}——结构等效总重力荷载，按式(3.84)确定，对竖向地震作用计算，取等效系数 $\beta=0.75$。

由式(3.112)求出各楼层质点的竖向地震作用后，可进一步确定楼层的竖向地震作用效应，这时可按各构件承受的重力荷载代表值的比例分配，并宜乘以 1.5 的增大系数。

3.9.2 大跨度结构的竖向地震作用计算

大量分析表明，对平板型网架、大跨度屋盖、长悬臂结构等大跨度结构的各主要构件，竖向地震作用内力与重力荷载的内力比值彼此相差一般不大，因而可认为竖向地震作用的分布与重力荷载的分布相同。抗震规范规定：对平板型网架屋盖、跨度大于 24m 的屋架、长悬臂结构和其他大跨度结构，其竖向地震作用标准值的计算可采用静力法，取其重力荷载代表值和竖向地震作用系数的乘积，即

$$F_{vi}=\xi_v G_i \tag{3.113}$$

式中 F_{vi}——结构或构件的竖向地震作用标准值；

G_i——结构或构件的重力荷载代表值；

ξ_v——竖向地震作用系数：对于平板型网架和跨度大于 24m 的屋架，按表 3.9 采用；对于长悬臂和其他大跨度结构，8 度时取 $\xi_v=0.10$，9 度时取 $\xi_v=0.20$，当设计基本地震加速度为 $0.30g$ 时，取 $\xi_v=0.15$。

表 3.9 竖向地震作用系数ξ_v

结构类型	烈度	场地类别		
		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ、Ⅳ
平板型网架、钢屋架	8	可不计算(0.10)	0.08(0.12)	0.10(0.15)
	9	0.15	0.15	0.20
钢筋混凝土屋架	8	0.10(0.15)	0.13(0.19)	0.13(0.19)
	9	0.20	0.25	0.25

注：括号中数值用于设计基本地震加速度为 $0.30g$ 的地区。

3.10 结构抗震验算

正如第一章所述，为了实现“小震不坏，中震可修，大震不倒”的三水准设防目标，规范提出了两阶段设计方法来完成三个烈度水准的抗震设防要求，即：

第一阶段设计：按多遇地震作用效应和其他荷载效应的基本组合验算构件截面抗震承载力，以及在多遇地震作用下验算结构的弹性变形；

第二阶段设计：在罕遇地震下验算结构的弹塑性变形。

3.10.1 结构抗震计算的一般原则

各类建筑结构的抗震计算，应遵循下列原则：

（1）一般情况下，应允许在建筑结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用并进行抗震验算，各方向的水平地震作用应由该方向抗侧力构件承担。

（2）有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于15°时，应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。

（3）质量和刚度分布明显不对称的结构，应计入双向水平地震作用下的扭转影响；其他情况，可采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响。

（4）8度和9度时的大跨度和长悬臂结构及9度时的高层建筑，应计算竖向地震作用。对8度和9度时采用隔震设计的建筑结构，应按第九章的有关规定计算竖向地震作用。

（5）一般情况下，当满足3.6节规定的条件时，可采用底部剪力法进行结构的抗震计算，否则宜采用振型分解反应谱法。对特别不规则的建筑、甲类建筑和表3.10所列高度范围的高层建筑，应采用时程分析法进行多遇地震下的补充计算，可取多条时程曲线计算结果的平均值与振型分解反应谱法计算结果的较大值。（有关时程分析方法详见第四章）

表3.10 采用时程分析的房屋高度范围

烈度、场地类别	房屋高度范围/m
8度Ⅰ、Ⅱ类场地和7度	＞100
8度Ⅲ、Ⅳ类场地	＞80
9度	＞60

（6）为保证结构的基本安全性，抗震验算时，结构任一楼层的水平地震剪力应符合下式的最低要求：

$$V_{Eki} > \lambda \sum_{j=i}^{n} G_j \tag{3.114}$$

式中 V_{Eki}——第 i 层对应于水平地震作用标准值的楼层剪力；

λ——剪力系数，不应小于表3.11规定的楼层最小地震剪力系数值，对竖向不规则结构的薄弱层，尚应乘以1.15的增大系数；

G_j——第 j 层的重力荷载代表值。

表3.11 楼层最小地震剪力系数值λ

类　　别	7度	8度	9度
扭转效应明显或基本周期小于3.5s的结构	0.016（0.024）	0.032（0.048）	0.064
基本周期大于5.0s的结构	0.012（0.018）	0.024（0.032）	0.040

注：1）基本周期介于3.5～5.0s之间的结构，可插入取值。

2）括号内数值分别用于设计基本地震加速度为0.15g和0.30g的地区。

3.10.2 截面抗震验算

结构构件的地震作用效应和其他荷载效应的基本组合，应按下式计算：

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \tag{3.115}$$

式中 S——结构构件内力组合的设计值，包括组合的弯矩、轴向力和剪力设计值；

γ_G——重力荷载分项系数，一般情况应采用 1.2，当重力荷载效应对构件承载能力有利时，不应大于 1.0；

γ_{Eh}、γ_{Ev}——分别为水平、竖向地震作用分项系数，按表 3.12 采用；

γ_w——风荷载分项系数，应采用 1.4；

S_{GE}——重力荷载代表值的效应；

S_{Ehk}——水平地震作用标准值的效应；

S_{Evk}——竖向地震作用标准值的效应；

S_{wk}——风荷载标准值的效应；

ψ_w——风荷载组合值系数，一般结构取 0.0，风荷载起控制作用的高层建筑应采用 0.2。

表 3.12 地震作用分项系数

地震作用	γ_{Eh}	γ_{Ev}
仅计算水平地震作用	1.3	0.0
仅计算竖向地震作用	0.0	1.3
同时计算水平与竖向地震作用	1.3	0.5

结构构件的截面抗震验算，应采用下列设计表达式：

$$S \leqslant \frac{R}{\gamma_{RE}} \tag{3.116}$$

式中 γ_{RE}——承载力抗震调整系数，按表 3.13 采用，当仅计算竖向地震作用时，各类结构构件均宜采用 1.0；

R——结构构件承载力设计值，按相关设计规范计算。

注意到对于一般结构的非抗震计算，其结构构件承载力设计表达式为：$\gamma_0 S \leqslant R$，与式(3.116)比较，两种表达式存在如下区别：

(1) 结构构件的内力组合设计值 S 在两种表达式中根据是否考虑抗震而具有不同的组合形式。

(2) 在抗震设计表达式(3.116)中，未考虑结构重要性系数 γ_0。其主要原因是，在《建筑抗震设计规范》中，通过采用构造措施和不同的计算要求来考虑重要性的不同，不再引进 γ_0。

(3) 在抗震设计表达式(3.116)中,引进了承载力抗震调整系数 γ_{RE},主要考虑了如下两个因素:①动力荷载下材料强度比静力荷载下高;②地震是偶然作用,结构的抗震可靠度要求可比承受其他荷载的要求低。

表 3.13 承载力抗震调整系数

材 料	结构构件	受力状态	γ_{RE}
钢	柱、梁		0.75
	支撑		0.80
	节点板件、连接螺栓		0.85
	连接焊缝		0.90
砌体	两端均有构造柱、芯柱的抗震墙	受剪	0.9
	其他抗震墙	受剪	1.0
混凝土	梁	受弯	0.75
	轴压比小于 0.15 的柱	偏压	0.75
	轴压比不小于 0.15 的柱	偏压	0.80
	抗震墙	偏压	0.85
	各类构件	受剪、偏拉	0.85

3.10.3 多遇地震作用下结构的弹性变形验算

在多遇地震作用下,满足抗震承载力要求的结构一般保持在弹性工作阶段不受损坏,但如果弹性变形过大,将会导致非结构构件或部件(如围护墙、隔墙及各类装修等)出现过重破坏。因此,抗震规范规定,对表 3.14 所列各类结构应进行多遇地震作用下的抗震变形验算,其楼层内最大的弹性层间位移应符合下式要求:

$$\Delta u_e \leqslant [\theta_e]h \tag{3.117}$$

表 3.14 弹性层间位移角限值

结构类型	$[\theta_e]$
钢筋混凝土框架	1/550
钢筋混凝土框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/800
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/1000
钢筋混凝土框支层	1/1000
多、高层钢结构	1/300

式中 $[\theta_e]$——弹性层间位移角限值,按表 3.14 采用;

h——计算楼层层高;

Δu_e——多遇地震作用标准值产生的楼层内最大的弹性层间位移。计算时，除以弯曲变形为主的高层建筑外，可不扣除结构整体弯曲变形；应计入扭转变形，各作用分项系数均应采用1.0；钢筋混凝土结构构件的截面刚度可采用弹性刚度。

3.10.4 罕遇地震作用下结构的弹塑性变形验算

在罕遇地震作用下，地面运动的加速度峰值一般是多遇地震下的4～6倍左右。所以在多遇地震烈度下处于弹性阶段的结构，在罕遇地震烈度下将进入弹塑性阶段，即结构达到屈服。这时，结构已无强度储备，为抵抗持续的地震作用，要求结构有较好的延性，通过发展塑性变形来消耗地震输入的能量。若结构的变形能力不足，势必会由于薄弱层（部位）弹塑性变形过大而发生倒塌。因此，为满足“大震不倒”的要求，需进行罕遇地震作用下结构的弹塑性变形验算。

1. 验算范围

经过第一阶段设计后，构件已具备必要的延性，大多数结构可以满足“大震不倒”的要求，但对某些处于特殊条件的结构，尚需验算其在强震作用下的弹塑性变形，即进行第二阶段设计。根据震害实况和设计经验，规范规定下列结构应进行罕遇地震作用下薄弱层的弹塑性变形验算：

（1）8度Ⅲ、Ⅳ类场地和9度时，高大的单层钢筋混凝土柱厂房的横向排架。

（2）7～9度时楼层屈服强度系数$\xi_y<0.5$的钢筋混凝土框架结构。

（3）高度大于150m的钢结构。

（4）甲类建筑和9度时乙类建筑中的钢筋混凝土结构和钢结构。

（5）采用隔震和消能减震设计的结构。

此外，规范还规定，对下列结构也宜进行弹塑性变形验算：

（1）表3.10所列高度范围且属于第一章表1.8所列竖向不规则类型的高层建筑结构。

（2）7度Ⅲ、Ⅳ类场地和8度时乙类建筑中的钢筋混凝土结构和钢结构。

（3）板柱-抗震墙结构和底部框架砖房。

（4）高度不大于150m的高层钢结构。

2. 验算方法

结构薄弱层（部位）的弹塑性层间位移应符合下式要求：

$$\Delta u_p \leqslant [\theta_p]h \tag{3.118}$$

式中 Δu_p——弹塑性层间位移；

h——薄弱层楼层高度或单层厂房上柱高度；

$[\theta_p]$——弹塑性层间位移角限值，按表 3.15 采用。对钢筋混凝土框架结构，当轴压比小于 0.40 时，可提高 10%，当柱子全高的箍筋构造比规范规定的最小配箍特征值大 30%时，可提高 20%，但累计不超过 25%。

表 3.15　弹塑性层间位移角限值

结构类型	$[\theta_p]$
单层钢筋混凝土柱排架	1/30
钢筋混凝土框架	1/50
底部框架砖房中的框架-抗震墙	1/100
钢筋混凝土框架-抗震墙、板柱-抗震墙、框架-核心筒	1/100
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/120
多、高层钢结构	1/50

弹塑性层间位移 Δu_p 的计算可采用非弹性地震反应分析的时程分析法或静力弹塑性分析方法(详见第四章)，但按上述方法计算较为复杂。因此，《建筑抗震设计规范》建议，对不超过 12 层且层刚度无突变的钢筋混凝土框架结构、单层钢筋混凝土柱厂房可采用下述简化计算法计算，主要计算步骤如下：

(1) 计算楼层屈服强度系数。

大量震害分析表明，大震作用下一般存在“塑性变形集中”的薄弱层，这是因为结构构件强度是按小震作用计算的，各截面实际配筋与计算往往不一致，同时各部位在大震下其效应增大的比例也不同，从而使有些层可能率先屈服，形成塑性变形集中，这种抗震薄弱层的变形能力的好坏将直接影响整个结构的倒塌性能。

规范中引入楼层屈服强度系数来定量判别薄弱层的位置，其表达式为

$$\xi_y(i) = \frac{V_y(i)}{V_e(i)} \tag{3.119}$$

式中　$\xi_y(i)$——结构第 i 层的楼层屈服强度系数；

$V_y(i)$——按构件实际配筋和材料强度标准值计算的第 i 楼层实际抗剪承载力；

$V_e(i)$——按罕遇地震作用下的弹性分析所获得的第 i 楼层的地震剪力。

(2) 确定结构薄弱层的位置。

由式(3.119)可见，楼层屈服强度系数 ξ_y 反映了结构中楼层的实际承载力与该楼层所受弹性地震剪力的相对比值关系。计算分析表明，当各楼层的屈服强度系数均大于 0.5 时，该结构就不存在塑性变形明显集中而导致倒塌的薄弱层，故无需再进行罕遇地震作用下抗震变形验算。而当各楼层屈服强度系数并不都大于 0.5 时，则楼层屈服强度系数最小或相对较小的楼层往往率先屈服并出现较大的层间弹塑性位移，且楼层屈服强度系数愈小，层间弹塑性位移愈大，故可根据楼层屈服强度系数来确定结构薄弱层的位置。

对于结构薄弱层(部位)的位置，规范中给出如下确定原则：

1）楼层屈服强度系数沿高度分布均匀的结构，可取底层。

2）楼层屈服强度系数沿高度分布不均匀的结构，可取该系数最小的楼层（部位）和相对较小的楼层，一般不超过 2～3 处。

3）单层厂房，可取上柱。

当楼层屈服强度系数符合下述条件时，才认为是沿高度分布均匀的，即

对标准层：
$$\xi_y(i) \geqslant 0.8[\xi_y(i+1)+\xi_y(i-1)]/2 \tag{3.120a}$$

对顶层：
$$\xi_y(n) \geqslant 0.8\xi_y(n-1) \tag{3.120b}$$

对底层：
$$\xi_y(1) \geqslant 0.8\xi_y(2) \tag{3.120c}$$

（3）薄弱层弹塑性层间位移的计算。

薄弱层弹塑性层间位移可按下式计算：

$$\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e \tag{3.121}$$

或

$$\Delta u_p = \mu \Delta u_y = \frac{\eta_p}{\xi_y}\Delta u_y \tag{3.122}$$

式中 Δu_e——罕遇地震作用下按弹性分析的层间位移；

Δu_y——层间屈服位移；

μ——楼层延性系数；

η_p——弹塑性层间位移增大系数。当薄弱层（部位）的屈服强度系数不小于相邻层（部位）该系数平均值的 0.8 时，可按表 3.16 采用；当不大于该平均值的 0.5 时，可按表内相应数值的 1.5 倍采用；其他情况可采用内插法取值。

由表 3.16 可以看出，弹塑性位移增大系数 η_p 随框架层数和楼层屈服强度系数 ξ_y 而变化，ξ_y 减小时 η_p 增大较多，因此设计中应尽量避免产生 ξ_y 过低的薄弱层。

表 3.16 弹塑性层间位移增大系数 η_p

结构类型	总层数 n 或部位	ξ_y		
		0.5	0.4	0.3
多层均匀框架结构	2～4	1.30	1.40	1.60
	5～7	1.50	1.65	1.80
	8～12	1.80	2.00	2.20
单层厂房	上柱	1.30	1.60	2.00

本章学习提要

本章主要讲述结构地震作用计算的基本理论和方法，是全书的重点章节。在学习本章时，应重点掌握结构抗震分析的反应谱理论与方法。通过本章的学习，应达到如下要求：

1. ，解地震反应分析理论的发展及特点。

2. 深刻理解反应谱的概念，能够熟练利用抗震设计反应谱计算单自由度体系地震作用。

3. 理解振型和频率的概念，能够求解简单结构的振动频率和振型。

4. 深刻理解多自由度弹性体系地震反应分析的振型分解法。

5. 熟练掌握多自由度体系地震反应分析的振型分解反应谱法。

6. 熟练掌握地震作用计算的底部剪力法。

7. 掌握近似计算结构基本周期的能量法和顶点位移法。

8. 理解平动扭转耦联振动时结构的抗震计算方法。

9. 掌握竖向地震作用计算的原理和方法。

10. 熟悉结构抗震计算的一般原则，掌握结构强度验算和抗震变形验算的基本内容和方法。

习题及思考题

3.1 什么是地震作用？什么是地震反应？地震作用与一般荷载有何不同？

3.2 什么是反应谱？如何用反应谱法确定单质点弹性体系的水平地震作用？

3.3 什么是地震系数？什么是动力系数？什么是地震影响系数？

3.4 简述规范中给出的抗震设计反应谱 α-T 曲线的特点和主要影响因素。

3.5 简述确定结构地震作用的振型分解反应谱法的基本原理和计算步骤。

3.6 简述确定结构地震作用的底部剪力法的适用条件及计算步骤。

3.7 什么是建筑的重力荷载代表值？什么是结构等效总重力荷载？在水平地震作用及竖向地震作用计算时应如何取值？

3.8 哪些结构需进行竖向地震作用计算？简述其计算方法。

3.9 试从计算模型、计算方法、地震作用效应组合等方面比较考虑扭转影响和不考虑扭转影响时的异同。

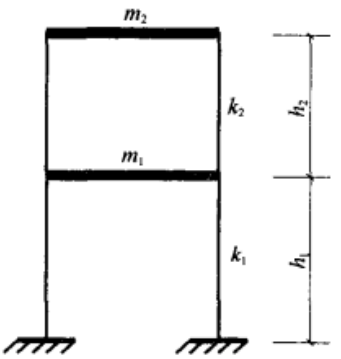
3.10 什么是楼层屈服强度系数？怎样判断结构薄弱层和部位？

3.11 结构的抗震变形验算包括哪些内容？哪些结构应进行罕遇地震作用下薄弱层的弹塑性变形验算？

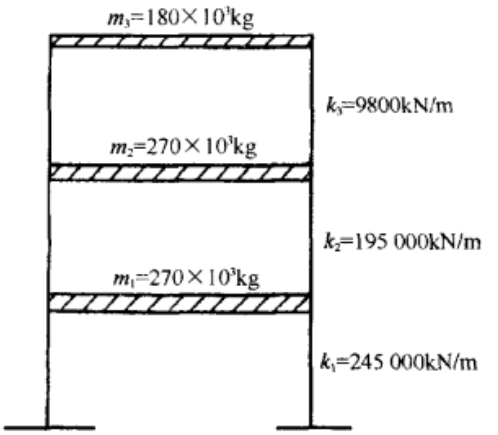
3.12 某单跨单层厂房如图 3.8 所示，集中于屋盖的重力荷载代表值为 $G=2800\text{kN}$，柱抗侧移刚度系数 $k_1=k_2=2.0\times10^4\text{kN/m}$，结构阻尼比 $\zeta=0.03$，Ⅱ类建筑场地，设计地震分组为第一组，设计基本地震加速度为 $0.15g$。求厂房在多遇地震时水平地震作用。

3.13 图示两层房屋计算简图，楼层集中质量分别为 $m_1=120\text{t}$，$m_2=80\text{t}$，楼板刚度无穷大，楼层剪切刚度系数分别为 $k_1=5\times10^4\text{kN/m}$，$k_2=3\times10^4\text{kN/m}$。求体系自振频率

和振型，并验算振型正交性。



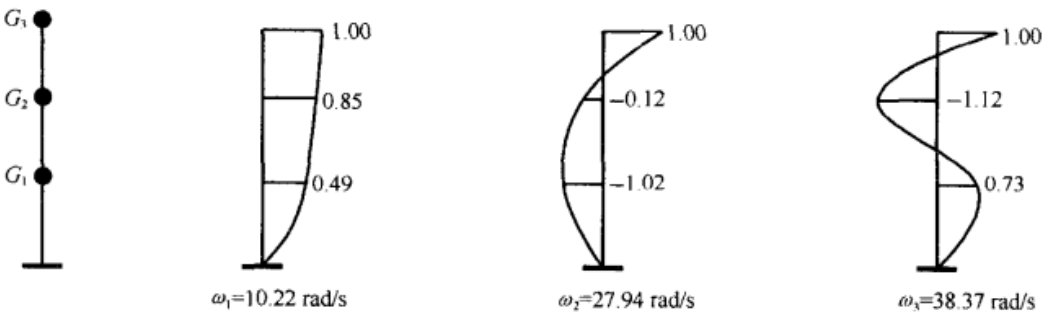
题 3.13 图



题 3.14 图

3.14　钢筋混凝土 3 层框架计算简图如图示。分别按能量法和顶点位移法计算结构基本自振周期(取填充墙影响折减系数为 0.6)。

3.15　钢筋混凝土 3 层框架经质量集中后计算简图如图示。各层高均为 5m，各楼层集中质量代表值分别为：$G_1=G_2=750$kN，$G_3=500$kN；经分析得结构振动频率和振型如图所示。结构阻尼比 $\zeta=0.05$，I 类建筑场地，设计地震分组为第一组，设计基本地震加速度为 $0.10g$。试按振型分解反应谱法确定结构在多遇地震时的地震作用效应，绘出层间地震剪力图。



题 3.15 图

3.16　已知条件同题 3.15，试按底部剪力法计算。

第四章　结构非弹性地震反应分析

4.1　概　　述

4.1.1　非弹性地震反应分析的必要性

第三章介绍的振型分解反应谱法是以反应谱理论和振型分解法为基础的地震作用计算方法，然而，这一方法尚存在许多不足之处，如：该法以叠加原理为基础，因此只适用于线弹性地震反应分析，不能进行几何非线性和结构弹塑性地震反应分析；该法只能计算出地震反应的最大值，不能反映地震反应的发展过程。现对上述不足说明如下：

（1）出于安全和经济的原因，抗震设计原则为“小震不坏、大震不倒”。这一原则普遍为国际同行接受并被广泛采纳。因此，结构及构件在地震作用下不能保证永远处于弹性阶段。叠加原理不能使用，反应谱法也不能准确反映非弹性震动过程中所消耗的地震能量。

（2）地震作用是一个时间持续过程。由于构件开裂、屈服引起非弹性变形，造成结构、构件间的内力重分配时刻都在发生，所以结构最大地震反应与变形积累或变形过程有关。反应谱法无法正确判断结构薄弱层或结构部位，此外，结构地震反应最大值以及达到最大值的时刻也是结构设计所关心的问题。

（3）科学研究和震害调查表明，结构在地震中是否发生破坏或倒塌，与最大变形能力、结构耗能能力有直接关系。如果不能计算出结构的最大变形或实际耗能，将无法保证“大震不倒”原则的实现。另外，近年来，结构隔震和消能减震技术的应用，均需要准确计算隔震装置（如叠层橡胶支座）、减震装置（如阻尼器）的非弹性变形，确定其变形能力，它们是采用隔、减震技术进行结构设计的关键内容。

（4）用统计方法建立的设计反应谱，即便是给出了地震反应的概率或标准差，也不能很好地符合具体的工程地质条件，不能反映场地各土层动力特性的影响，不能计算地基与结构之间的动力相互作用。遇到场地特殊情况，也不能正确估计地震反应的变化。

因此，有必要进行结构非弹性地震反应分析。结构非弹性地震反应分析的目的，是通过认识结构从弹性到弹塑性、从开裂到屈服、损坏直至倒塌的全过程，研究结构内力分配、内力重分配的机理，研究防止破坏的条件和防止倒塌的措施，实现结构设计兼顾安全性和经济性的原则。

4.1.2　非弹性地震反应分析的方法

《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)规定，对某些建筑结构应进行罕遇地震作用下

的弹塑性变形分析。可根据结构特点及设计需求分别采用弹塑性时程分析方法或静力弹塑性分析方法。

下面介绍这两种方法的思路。

1. 非弹性时程分析方法

在地震发生时，作用在结构质点上的作用力有惯性力 $F_I(t)$、阻尼力 $F_D(t)$和恢复力 $F_S(t)$向量(如图 4.11 所示)。三者在震动过程中达到平衡，用动力方程(4.1)表示。将方程在整个震动过程中积分以便获得任意时刻结构地震反应的方法就是时程分析法，也叫做直接动力法，在数学上则称作分步积分方法。由于阻尼力与速度或位移的关系、恢复力与位移的关系可能是非弹性的，这种分析就是非弹性时程分析。如在分析时对结构物理参数引入弹塑性的假定，这种分析就是弹塑性时程分析。

$$F_I(t) + F_D(t) + F_S(t) = 0 \tag{4.1}$$

对于线弹性、黏滞阻尼体系，方程(4.1)将退变为

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = -M\ddot{u}_g(t) \tag{4.2}$$

式中 M——质量阵；

C——阻尼阵；

K——线性刚度阵；

U、$\dot{U}$、$\ddot{U}$——分别为振动位移、速度、加速度向量；

$\ddot{u}_g(t)$——输入地震加速度。

时程分析法建立了地震动与结构响应之间的一一对应的关系，可有效地计算出结构从弹性到非弹性的工作过程，计算出结构和构件开裂、屈服、破坏的荷载代表值、位移代表值以及达到这些反应值的过程，可为结构设计提供必要的技术依据。但计算工作量较大。

2. 结构静力弹塑性分析方法

结构静力弹塑性分析方法也称推覆分析法(Push-over 方法)，将其与地震反应谱理论结合使用可对结构进行抗震评估，这种做法在近 20 年来获得巨大进展。该方法的基本做法是：先在结构非线性静力分析模型上逐级施加既定的侧向荷载，按顺序计算并记录结构位移、开裂、屈服等地震反应过程，获得结构荷载-位移曲线，该曲线代表了该结构的承载能力和变形能力。再结合结构抗震设计规范规定的地震需求(即结构需要达到的位移值、加速度值)，判断结构的抗震性能和抗震能力。

用推覆分析法评估结构的抗震能力具有许多优点：工作量相对减小，计算过程稳定收敛，花费较少的分析时间和劳力；评估过程中所依据的抗震需求和结构设计所应达到的抗震水准可以方便调整、相互适应，体现了基于性能的结构抗震设计思想(Performance-based Seismic Design)，代表了一种具有发展潜力的结构分析与抗震设计方法。

这个方法对于提高结构计算与设计效率、考察结构开裂或屈服过程、分析结构倒塌过

程、计算并评估结构抗震能力、指导并改进结构设计具有重要作用。目前，许多国家的规范、技术标准都引入了这一方法。例如，用推覆分析法进行抗震性能评估已是美国联邦紧急救援署标准 FEMA273/274 的 3 个推荐技术之一，是美国应用技术协会标准(ATC-40)中承载力谱分析的重要组成部分。我国在该领域的研究起步较晚，目前尚未系统消化吸收国外研究成果。

4.2 结构计算模型

结构计算模型是结构在外部作用(荷载、惯性力、温度等)影响下进行结构作用效应(内力、位移等)计算的主体，由几何模型、物理模型两部分组成。其中几何模型反映结构计算模型的几何构成，包括节点划分、节点位置、构件轴线位置、构件截面几何参数、单元类型、单元间连接构造、边界条件等；物理模型主要反映材料或构件的力学性能，其中，材料力学性能包括材料是各向同性或各向异性、材料弹性模量、泊松比、密度、非线性关系、温度特性等，构件力学性能包括构件刚度、非线性关系等。由于结构动力计算(特别是动力反应的时间-历程计算)的工作量比静力计算的工作量大，所以对结构动力模型可能根据实际需要进行必要的简化，形成自由度数目较少的模型。结构动力计算模型与静力计算模型的差别主要是前者要考虑节点质量(包括平移质量，必要时要考虑转动惯量)以及质量所引起的动力效应。

4.2.1 按离散方式划分结构计算模型

1. 层间模型

层间模型是以建筑楼层为基本单元，以楼层所在位置集中离散质量，建立层间刚度。其几何模型相当于串联质点模型，物理模型的主要参数是层间刚度及其非线性变化规律。层间模型一般需假定楼板在其自身平面内为绝对刚性，从质点自由度分布的角度看属于平面模型。

如仅考虑单方向层间剪力与层间位移，不考虑出平面自由度，建立层间刚度矩阵，这种层间模型为层间剪切模型(图 4.1)，其自由度总数等于楼层总层数，可用于分析框架结构、砌体结构。如需考虑层间弯矩与层间转角，应建立层间剪力、层间弯矩与层间位移、层间转角的刚度矩阵，组成层间弯剪模型。对于平面布局沿高度分布变化较大的结构，应建立层间剪力、层间扭矩与层间位移、层间扭转角的刚度矩阵，考虑结构在地震作用下的弯扭耦连振动，组成层间剪扭模型。

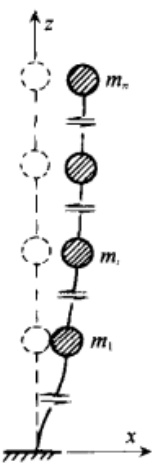


图 4.1 层间剪切模型

《建筑抗震设计规范》指出规则结构可以采用层间弯剪模型进

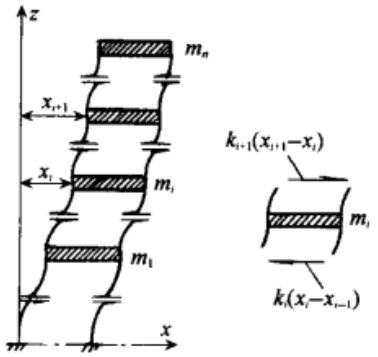


图 4.2　楼层恢复力 f_i

行罕遇烈度下弹塑性变形计算。

下面以日本学者武藤清的 D 值法(详见第五章)为例建立框架结构的层间剪切模型。这种模型可以考虑框架弯剪变形以及结构相邻层刚度变化的影响、梁柱线刚度比的影响,但不能考虑框架轴向变形的影响。

(1) 刚度矩阵。

为建立层间剪切模型的刚度矩阵,考察图 4.2 所示的楼层恢复力。根据楼层层间剪切刚度的定义,第 i 层质点受到的恢复力合力 f_{si} 为

$$f_{si} = k_i(x_i - x_{i-1}) - k_{i+1}(x_{i+1} - x_i) \quad (4.3a)$$

或

$$f_{si} = -k_i x_{i-1} + (k_i + k_{i+1})x_i - k_{i+1}x_{i+1} \quad (4.3b)$$

式中　$i=1,2,\cdots,n$,n 为楼层质总点数;

k_i——第 i 楼层层间剪切刚度;

x_i——第 i 楼层质点相对于地面的侧向位移。

将上式用矩阵表示,则恢复力合力向量 F_s 为

$$F_s = \begin{Bmatrix} f_{s1} \\ f_{s2} \\ \vdots \\ f_{si} \\ \vdots \\ f_{sn} \end{Bmatrix} = KU$$

$$= \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & & & & & & \\ -k_2 & k_2+k_3 & -k_3 & & & & & \\ & -k_3 & \ddots & \ddots & & & & \\ & & \ddots & & -k_i & & & \\ & & & -k_i & k_i+k_{i+1} & -k_{i+1} & & \\ & & & & -k_{i+1} & \ddots & \ddots & \\ & & & & & \ddots & & -k_n \\ & & & & & & -k_n & k_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_i \\ \vdots \\ x_n \end{Bmatrix} \quad (4.4)$$

式(4.4)描述了层间剪切模型在弹性阶段的恢复力与位移的关系。将此式代入多自由度体系动力方程(4.2),便可进行弹性阶段的动力计算。

(2) 层间剪切刚度。

层间剪切刚度等于该楼层各柱侧移刚度之和,即各柱“D 值”之和:

$$k_i = \sum_{j=1}^{m} D_{ij} = \sum_{j=1}^{m} \alpha_{ij} \frac{12EI_{ij}}{(1+\gamma_{ij})h_i^3} \tag{4.5}$$

式中 m，D_{ij}，I_{ij}——分别为第 i 层柱子总数量、第 j 柱的侧移刚度、第 j 柱的截面惯性矩；

γ_{ij}——杆件剪切影响系数，$\gamma_{ij}=\dfrac{12\nu EI_{ij}}{GA_{ij}h_i^2}$，其中 ν 为剪应力不均匀系数，GA_{ij} 为杆件抗剪刚度；

E——弹性模量；

α_{ij}——分别为第 i 层、第 j 柱的节点转动影响系数，计算公式详见第五章表 5.10；

h_i——第 i 层层高。

如果不考虑节点转动对层间剪切刚度的影响，上式中 $\alpha_{ij}=1$，相当于梁刚度无限大的情况。

(3) 非线性层间剪力-层间侧移关系。

在弹性阶段，层间剪力与层间位移成正比，即 $V_i=k_i\delta_i$。当构件开裂或屈服以后，层间剪力与层间位移将呈现非线性关系。如按图 4.3 所示将此关系简化为三线段表达式，则需要确定开裂层间剪力 $V_{i,cr}$ 及所对应的层间位移 $\delta_{i,cr}$，屈服层间剪力 $V_{i,y}$ 及所对应的层间位移 $\delta_{i,y}$。

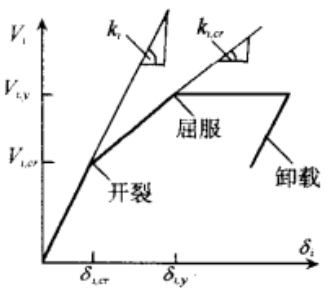


图 4.3 层间剪力-侧移关系

1) 开裂层间剪力 $V_{i,cr}$、屈服层间剪力 $V_{i,y}$ 可根据各柱上下端弯矩 M^t、M^b 按平衡条件确定。具体可能有下列 3 种情况：

对于如图 4.4(a)所示的强梁弱柱型屈服机制，$V_{i,cr}$、$V_{i,y}$ 可按下列两式计算：

$$V_{i,cr} = \sum_{j=1}^{m} V_{cr,j} = \sum_{j=1}^{m} \frac{M_{cr,j}^t + M_{cr,j}^b}{h_i} \tag{4.6}$$

$$V_{i,y} = \sum_{j=1}^{m} V_{y,j} = \sum_{j=1}^{m} \frac{M_{y,j}^t + M_{y,j}^b}{h_i} \tag{4.7}$$

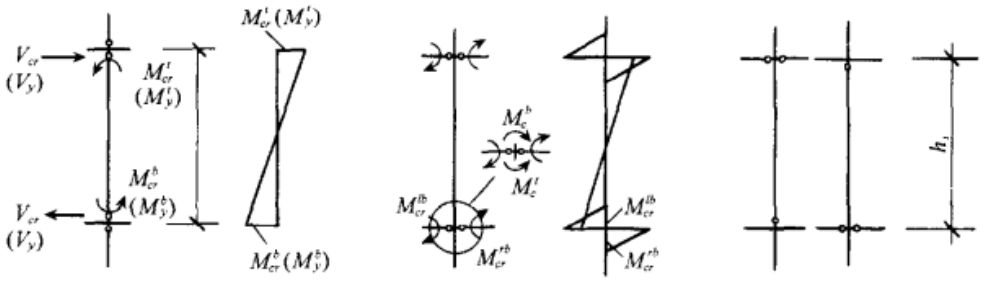
式中 h_i——第 i 楼层高度；

$M_{cr,j}$、$M_{y,j}$——见图 4.4(a)。

对于如图 4.4(b)所示的强柱弱梁型屈服机制，先根据节点处上下柱端线刚度比例和节点平衡条件，求出梁开裂、屈服后柱端弯矩对应值，再用式(4.6)和式(4.7)计算出该楼层开裂剪力和屈服剪力。

对于混合型(同时存在梁端和柱端屈服)屈服机制[图 4.4(c)]，可同样运用节点平衡条件和节点弯矩分配原理求出柱子两端的对应弯矩，再根据式(4.6)和式(4.7)计算出该楼层开裂剪力和屈服剪力。

对于钢筋混凝土框架或钢框架结构，式(4.6)、式(4.7)中构件的开裂弯矩或屈服弯矩



(a) 强梁弱柱型　　(b) 强柱弱梁型　　(c) 混合型

图 4.4　根据框架破坏机制计算开裂、屈服剪力

的计算可参见一般钢筋混凝土结构或钢结构方面的教材或参考书，这里不再赘述。需要注意的是，对于单向压弯、双向压弯构件等复合受力构件，不能简单地以纯弯受力下的开裂、屈服弯矩代入上述计算公式计算层间开裂剪力和屈服剪力，需要考虑这种构件的屈服面或屈服空间的特性。图 4.5 为平面受力的普通混凝土拉压弯构件的一种假定屈服轨迹。

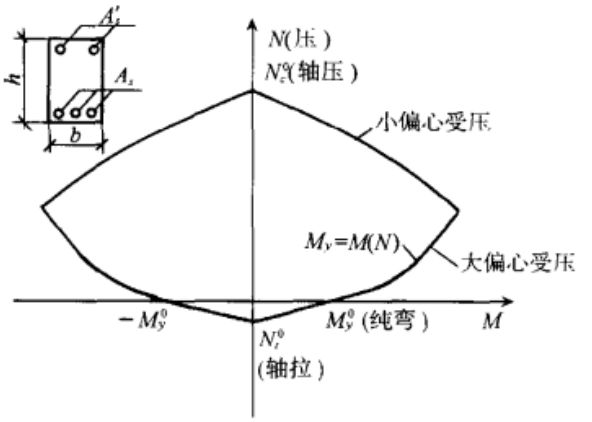


图 4.5　钢筋混凝土拉压弯构件假定屈服轨迹

2）开裂后的层间位移 $\delta_{i,cr}$ 和屈服后的层间位移 $\delta_{i,y}$ 需要结合构件和节点实验研究确定。实验研究需考虑构件截面配筋构造、节点构造的变化，建立这些参数的计算公式。相应地便可求出图 4.3 所示层间剪力-侧移关系（也称恢复力模型，详见 4.3.3 节）中开裂后的刚度 $k_{i,cr}$。

层间模型的优点是自由度少、恢复力特性容易通过实验研究确定、动力反应计算工作量小、实用简便。但由于楼盖平面内刚度无限大的假定会导致自振频率、振型的计算误差，特别是对于低频结构计算精度较低。对于忽略转动自由度、忽略柱子轴向变形的层间剪切模型，也会导致振动特性计算的误差。另外，层间模型描述的结构非线性性能较为宏观（图 4.3），较难反映结构损害的渐变过程，在学习时必须引起注意。

2. 杆系模型

假定楼板在其自身平面内为绝对刚性，将梁柱构件离散为杆元，整个结构计算模型就是杆系模型。杆元可以是带刚域的平面杆元(图 4.6)，每个节点自由度为 3，即节点位移为 U_x，U_z，θ_y，平面双节点单元刚度矩阵 K 可用式(4.8)表示，为 6×6 阶，所建立的计算模型为平面杆系模型；也可以是带刚域的空间杆元，每个节点的自由度为 6，即节点位移为 U_x，U_y，U_z，θ_x，θ_y，θ_z，双节点杆单元刚度矩阵为 12×12 阶，所建立的计算模型为空间杆系模型(图 4.7)。

$$K = \lambda^{\mathrm{T}} \overline{K} \lambda \tag{4.8}$$

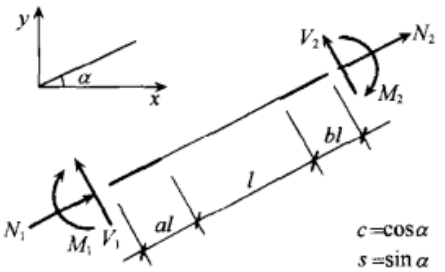


图 4.6　带刚域的平面杆单元

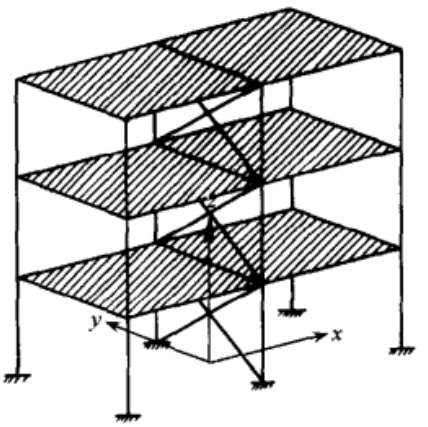


图 4.7　空间杆系模型

式中　$\overline{K}$——图 4.6 所示力系下的构件单元刚度矩阵，按下式计算：

$$\overline{K} = \begin{bmatrix} EA/l & 0 & 0 & -EA/l & 0 & 0 \\ & \dfrac{12EI}{(1+\gamma)l^3} & \dfrac{-6EI}{(1+\gamma)l^2} & 0 & \dfrac{-12EI}{(1+\gamma)l^3} & \dfrac{-6EI}{(1+\gamma)l^2} \\ & & \dfrac{(4+\gamma)EI}{(1+\gamma)l^3} & 0 & \dfrac{6EI}{(1+\gamma)l^2} & \dfrac{(2-\gamma)EI}{(1+\gamma)l^2} \\ & & & EA/l & 0 & 0 \\ & \text{对称} & & & \dfrac{12EI}{(1+\gamma)l^3} & \dfrac{6EI}{(1+\gamma)l^2} \\ & & & & & \dfrac{(4+\gamma)EI}{(1+\gamma)l^3} \end{bmatrix} \tag{4.9}$$

其中　$\gamma = \dfrac{12\nu EI}{GAl^2}$，为杆件剪切影响系数；$\nu$ 为剪应力不均匀系数，EI 为杆件抗弯刚度，GA 为杆件抗剪刚度，l 为杆件长度(图 4.6)；

λ——考虑刚域 al、bl 长度，杆件角度 α 的转换矩阵，如图 4.6，按下式计算：

$$\lambda^{\mathrm{T}}=\begin{bmatrix} c & -s & & & & & \\ s & c & & & & & \\ & -al & 1 & & & & \\ & & & c & -s & & \\ & & & s & c & & \\ & & & & bl & 1 & \end{bmatrix} \tag{4.10}$$

其中 c、s、a、b、l 意义见图 4.6。

杆系模型一般适合于框架结构。如果将剪力墙、楼电梯筒离散为薄壁杆元，由于存在弯扭双力矩和截面翘曲位移分量，所以空间薄壁杆元的节点自由度为 7，双节点薄壁杆元的单元刚度矩阵为 14×14 阶，则杆系模型也可用于框架-剪力墙结构或框架-筒体结构。此外，可以使用杆系模型来计算平面或空间桁架问题，这类结构没有刚性隔板（如楼板、墙板、壳）需要模拟，因此不需要引入楼盖绝对刚性的假定。《建筑抗震设计规范》规定，规则结构可以使用平面杆系模型计算罕遇烈度作用下结构弹塑性变形，对不规则结构应采用空间结构模型。

杆系模型的优点是可以用结构构件自然组成几何模型，构件的连接可以是刚性连接，也可以根据实际情况考虑弹性连接；以构件本身的力学性能构成物理模型，构件的非线性力学性能可根据构件力学实验确定。杆系模型的缺点是对剪力墙、筒体非线性性能的模拟存在一定局限，比如在构件开裂、受弯屈服以后，构件的实际几何形心发生变化会影响到结构的内力重分配；对于弹性楼板问题或楼盖开洞复杂的情况，使用这种模型会造成较大误差。

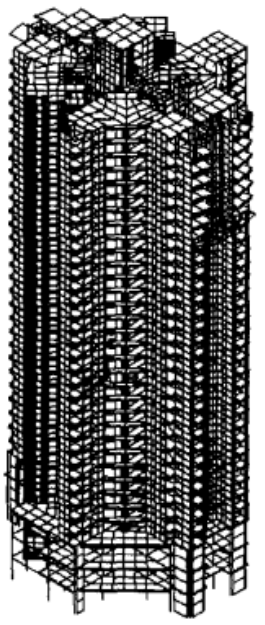


图 4.8 有限元结构模型

3. 有限元模型

将建筑结构按上述方法离散为层间模型或杆系模型，当然可以看成是有限元模型。由于这两种模型都使用了楼盖平面内刚度无限大的假定，楼层基本自由度数目大大减小，使问题得以简化，有利于提高计算效率。但是，对于弹性楼板连接问题、多塔楼问题、柔性楼盖问题，不能继续沿用这一假定。使用杆元、板（壳）元、体元、索元、接触单元等建立的结构计算模型，适合于更为复杂的结构构造，这种模型叫做有限元模型（图 4.8）。因为单元划分尺度可以根据结构受力工作状态确定，这种模型适合于复杂的结构情况，对一维、二维和三维问题都是有效的。为减小自由度，提高计算速度，也可以在局部（如转换层部位、结构构造复杂部位）使用划分较细的有限元，在一般部位使用杆系模型。比如使用楼盖分块刚度无限大的假定建立的模型。有限元模型每种单元的节点自由度一般为 3 或 6，两节点空间杆元的单元刚

度矩阵为 12×12 阶，四节点体元的单元刚度矩阵为 24×24 阶等等。图 4.9 为大型结构有限元程序 ANSYS 的单元库内提供的部分单元模型。

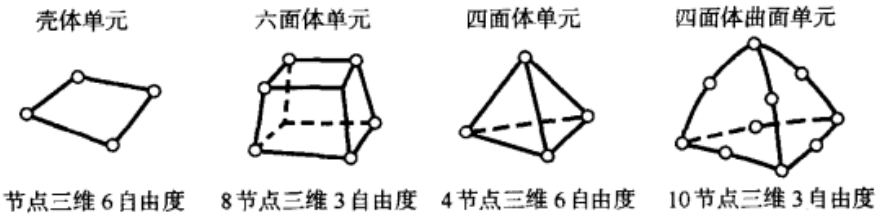


图 4.9　ANSYS 的部分单元模型

有限元模型的优点是计算精度高，几乎适合于所有工程问题。缺点是计算工作量大，耗费机时。但在计算机技术较为发达的今天，只要有运行可靠、使用方便的结构分析软件，这一问题可基本适应工作要求。

4.2.2　按结构体系划分结构计算模型

常用的结构体系有框架结构、框架-剪力墙结构、筒体结构等。一般来说，这些结构都可以使用有限元模型建立结构计算模型。但是，考虑到结构工程行业对计算精度的要求和计算工作量，可对计算模型进行一定程度的简化，根据需要选择符合实际情况的计算模型。

框架结构由框架梁、柱、楼板组成。平面框架模型适合于结构平面布局、竖向布局比较规则的框架结构。可根据需要使用层间模型或杆系模型。

框架-剪力墙结构可使用等效平面框架模型计算。所谓等效，是将开洞剪力墙折算为带刚域的框架。节点刚域的大小应按照有关规程的规定确定。

筒体结构体系一般有框架-筒体、筒中筒、成组筒等多种构造，应使用有限元模型建立结构计算模型。但在非弹性地震反应分析时，对于结构布置比较规则的筒体结构，为减小计算工作量，可通过多种途径简化。例如，将实腹筒视为剪力墙，框筒视为壁式框架，按框-剪结构建立计算模型。也可将框架筒体等效展开成平面框架建立计算模型（图 4.10）。

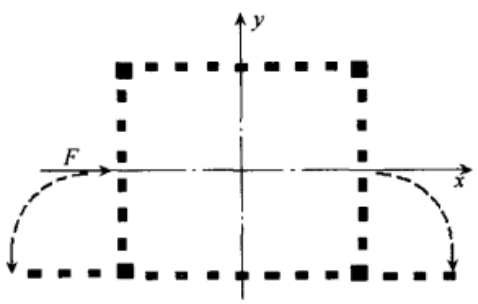


图 4.10　将筒体等效展开成平面框架

这里需要指出的是，选取简化计算模型必须十分慎重。对初步建立的计算模型要考察结构总体工作性能（刚度、强度）、应力分布的合理性、构件之间连接的合理性、构件之间的内力分配规律、质量分布的合理性、振型表现的合理性以及结构的非弹性性能，例如刚度、强度退化规律和力-位移滞回关系等。使用不当的结构计算简化模型会提供不当信息，使工程设计产生难以估计的后果。

4.3 时程分析法

4.3.1 时程分析法的概念

第三章介绍的振型分解法或振型分解反应谱法仅限于计算结构在地震作用下的弹性地震反应。如果有构件开裂或屈服，则结构就进入非弹性阶段，其总刚度矩阵不再保持为常量，结构的最大反应将与加载历史有关，以叠加原理为基础的振型分解法就不适用了。这时，可以将时间增量划分较细(如 $\Delta t=0.01$s)，假定在 Δt 范围内结构阻尼、刚度保持为常量，将动力方程(4.1)在地震加速度输入下直接积分，便求得动力反应(位移、速度、加速度)，获得动力反应与时间的关系，也称动力反应时间历程。由此可见，时程分析方法适合于计算弹性、弹塑性、非弹性问题。对于每条地震输入，都可用这一方法计算出结构计算模型的地震反应时间历程。因此，《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)规定，对特别不规则的建筑、甲类建筑和表 3.10 所列高度范围的高层建筑，应采用时程分析法进行多遇烈度地震下的补充计算，设计时可取多条时程曲线计算结构的平均值与振型分解反应谱法计算结果的较大值。同时，时程分析法也是规范推荐的一种弹塑性地震反应分析方法。

下面以单自由度振动体系说明时程分析法的主要步骤。

图 4.11 表示单质点振动体系在地面加速度 $\ddot{u}_g(t)$ 输入下的振动位移。此时，动力方程(4.1)中各项可以用下列各式表示，方程可以简化为式(4.11)。

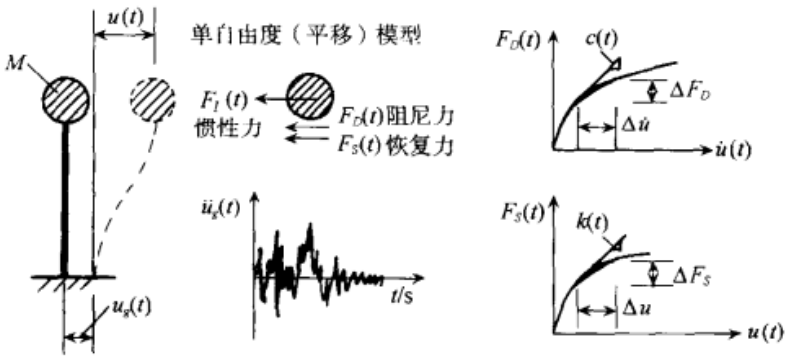


图 4.11 单质点振动体系

$$F_I(t) = -m[\ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t)]$$

$$F_D(t) = c(t)\dot{u}(t)$$

式中

$$c(t) \approx \frac{\mathrm{d}F_D(t)}{\mathrm{d}\dot{u}}$$

$$F_S(t) = k(t)u(t)$$

式中

$$k(t) = \frac{\mathrm{d}F_S(t)}{\mathrm{d}u}$$

$$m\ddot{u} + c(t)\dot{u} + k(t)u = -m\ddot{u}_g(t) \tag{4.11}$$

在时间 Δt 内，方程(4.11)中各地震反应参量由 u_i、$\dot{u}_i$、$\ddot{u}_i$ 变化为 u_{i+1}、$\dot{u}_{i+1}$、$\ddot{u}_{i+1}$，地震动输入参量 $\ddot{u}_{gi}$ 变化为 $\ddot{u}_{gi+1}$，如图 4.12 所示，各参量增量分别为 Δu、$\Delta\dot{u}$、$\Delta\ddot{u}$、$\Delta\ddot{u}_g$。而在此时段内阻尼系数 c_i、结构侧移刚度 k_i 保持为常量(图 4.11)，则恢复力增量 $\Delta F_s = f_s(u_{i+1}) - f_s(u_i) = k_i(u_{i+1} - u_i)$，如图 4.12 所示。将第 i 时刻和第 $i+1$ 时刻的各参量分别代入式(4.11)，相减后可得

$$m\Delta\ddot{u} + c(t)\Delta\dot{u} + k(t)\Delta u = -m\Delta\ddot{u}_g \tag{4.12}$$

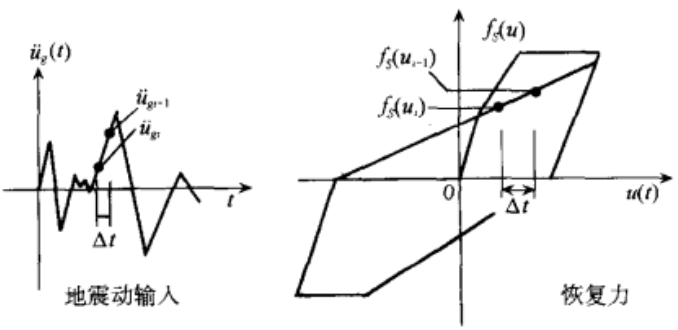


图 4.12　地震加速度输入和恢复力

根据不同的数值积分方法，可将上式中 $\Delta\dot{u}$、$\Delta\ddot{u}$ 用 Δu 表示，把方程(4.12)化为拟静力方程

$$K_i^* \Delta u = \Delta P_i^* \tag{4.13}$$

求出 Δu 后，与第 i 时刻结构反应累加，便可得到第 $i+1$ 时刻的位移、速度和加速度以及其他结构动力反应。将此作为下一步的初始值，根据情况调整下一加载步长内的结构阻尼、刚度参数，继续按照上述方法进行计算。如此反复，便可计算出结构在地震输入下的全部地震反应历程。

上述数值积分计算通常可以使用线性加速度方法、Newmark 方法、Wilson-θ 方法等。下面以线性加速度方法说明时程分析法的基本过程。

假定质点加速度在 Δt 内按线性规律变化，相应地有速度、位移的变化关系，如下式表示(图 4.13)：

$$\ddot{u}_i = \frac{\Delta\ddot{u}}{\Delta t} = 常数 \tag{4.14}$$

$$\Delta\dot{u} = \ddot{u}_i\Delta t + \frac{\dddot{u}_i}{2}\Delta t^2 \tag{4.15}$$

$$\Delta u = \frac{\dot{u}_i}{1!}\Delta t + \frac{\ddot{u}_i}{2!}\Delta t^2 + \frac{\dddot{u}_i}{3!}\Delta t^3 \tag{4.16}$$

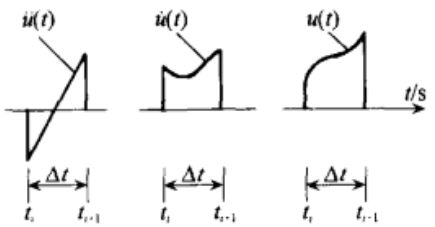


图 4.13　线性加速度与速度、位移的关系

将式(4.14)代入式(4.16)得

$$\Delta u = \frac{\dot{u}_i}{1!}\Delta t + \frac{\ddot{u}_i}{2!}\Delta t^2 + \frac{\Delta \ddot{u}_i}{6}\Delta t^2 \tag{4.17}$$

将式(4.14)代入式(4.15)得

$$\Delta \dot{u} = \ddot{u}_i \Delta t + \frac{\Delta \ddot{u}}{2}\Delta t \tag{4.18}$$

由式(4.17)可得

$$\Delta \ddot{u} = \frac{6}{\Delta t^2}\Delta u - \frac{6}{\Delta t}\dot{u}_i - 3\ddot{u}_i \tag{4.19}$$

将式(4.19)代入式(4.18)可得

$$\Delta \dot{u} = \frac{3}{\Delta t}\Delta u - 3\dot{u}_i - \frac{1}{2}\ddot{u}_i \Delta t \tag{4.20}$$

将式(4.19)和式(4.20)代入式(4.12)得到拟静力方程(4.13)。其中：

$$K_i^* = k_i + \frac{6m}{\Delta t^2} + \frac{3c}{\Delta t} \tag{4.21}$$

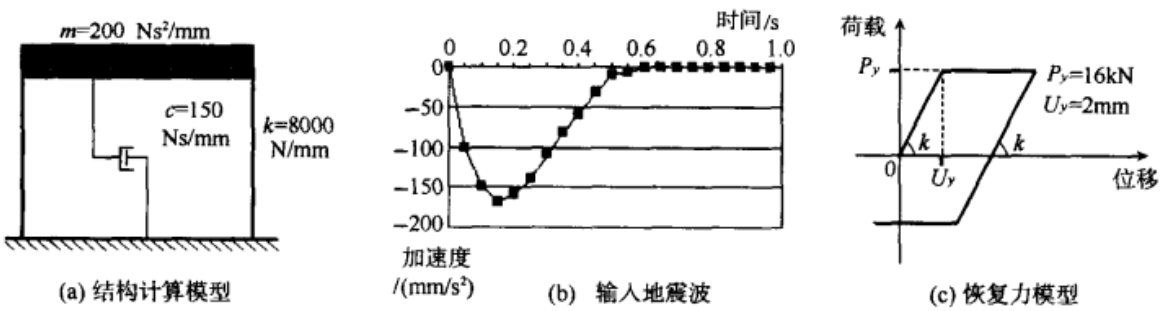
$$\Delta P_i^* = -m\left(\Delta \ddot{u}_g - \frac{6\dot{u}_i}{\Delta t} - 3\ddot{u}_i\right) + c\left(3\dot{u}_i + \frac{\ddot{u}_i}{2}\Delta t\right) \tag{4.22}$$

将上述用第 i 时刻结构反应初始值表达的参数代入方程(4.13)，求出位移增量 Δu，代入式(4.19)和式(4.20)，求出速度和加速度增量，将其累加后得出 t_i 时刻的结构地震反应 $\ddot{u}$、$\dot{u}$、u，再将 $\ddot{u}$、$\dot{u}$、u 作为初值，进行下一步计算。

下面以例题说明非线性时程分析方法的计算过程。

【例题 4.1】 图 4.14 所示刚架为理想化的单自由度体系。其中图 4.14(a)为结构计算模型：体系总质量为 200Ns²/mm，总弹性侧移刚度为 8000N/mm，黏性阻尼系数为 150Ns/mm；图 4.14(b)为地面运动加速度，$\Delta t = 0.05$s，在其作用下产生地震反应；图 4.14(c)为假定的结构弹塑性恢复力模型，显然，屈服前结构抗侧移刚度为 $P_y/U_y =$ 8000N/mm，屈服后抗侧移刚度为 0，卸载阶段的抗侧移刚度为 8000N/mm。使用计算公式(4.13)～(4.22)代表的线性加速度方法计算地震反应。

【解】 计算过程用电子表格制表计算，计算过程及结果列于表 4.1。结构弹塑性位移



(a) 结构计算模型　(b) 输入地震波　(c) 恢复力模型

图 4.14　单自由度体系非线性地震反应分析

表 4.1　线性加速度时程分析方法计算表

t /s	$\dot{u}_g$ /(mm/s²)	$\Delta\ddot{u}_g$ /(mm/s²)	k_i /(N/mm)	K_i^* /(N/mm)	ΔP_i^* /N	Δu /mm	$\Delta\ddot{u}$ /(mm/s²)	$\Delta\dot{u}$ /(mm/s)	u /mm	$\ddot{u}$ /(mm/s²)	$\dot{u}$ /(mm/s)
0	0	−100	8000	497 000	20 000	0.040 241	96.579 48	2.414 487	0	0	0
0.05	−100	−50	8000	497 000	127 344.1	0.256 225	35.464 29	5.715 581	0.040 241	96.579 48	2.414 487
0.1	−150	−20	8000	497 000	282 501.6	0.568 414	−7.546 69	6.413 521	0.296 467	132.043 8	8.130 068
0.15	−170	10	8000	497 000	428 755.9	0.862 688	−48.271 1	5.018 077	0.864 881	124.497 1	14.543 59
0.2	−160	20	8000	497 000	520 304.2	1.046 89	−63.542 6	2.222 734	1.727 568	76.226 01	19.561 67
0.25	−140	30	0[1)]	489 000	534 286.2	1.092 61	−29.914 7	−0.113 7	2.774 458	12.683 37	21.784 4
0.3	−110	30	0	489 000	513 445.2	1.049 99	−28.813 6	−1.581 91	3.867 068	−17.231 4	21.670 7
0.35	−80	20	0	489 000	459 371.4	0.939 41	−17.937	−2.750 67	4.917 058	−46.044 9	20.088 79
0.4	−60	30	0	489 000	379 288	0.775 64	−27.092 7	−3.876 41	5.856 468	−63.981 9	17.338 12
0.45	−30	20	0	489 000	270 152.5	0.552 459	−16.279 5	−4.960 72	6.632 108	−91.074 6	13.461 71
0.5	−10	5	0	489 000	142 034.3	0.290 459	−0.956 29	−5.391 61	7.184 567	−107.354	8.500 993
0.55	−5	5	0	489 000	9 632.005	0.019 697	−0.921 09	−5.438 55	7.475 026	−108.31	3.109 382
0.6	0	0	0	489 000	−122 897	−0.251 32	4.020 79	−5.361 05	7.494 723	−109.231	−2.329 16
0.65	0	0	8000[2)]	497 000	−251 547	−0.506 13	23.745 38	−4.666 9	7.243 401	−105.211	−7.690 22
0.7	0	0	8000	497 000	−351 316	−0.706 87	30.753 26	−3.304 43	6.737 271	−81.465 3	−12.357 1
0.75	0	0	8000	497 000	−413 542	−0.832 08	34.537 2	−1.672 17	6.030 397	−50.712	−15.661 5
0.8	0	0	8000	497 000	−433 575	−0.872 38	34.848 52	0.062 472	5.198 32	−16.174 8	−17.333 7
0.85	0	0	8000	497 000	−411 008	−0.826 98	31.782 9	1.728 258	4.325 936	18.673 7	−17.271 2
0.9	0	0	8000	497 000	−349 563	−0.703 35	25.758 74	3.166 799	3.498 959	50.456 6	−15.543
0.95	0	0	8000	497 000	−256 583	−0.516 26	17.464 99	4.247 392	2.795 613	76.215 34	−12.376 2
1	0								2.279 35	93.680 33	−8.128 8

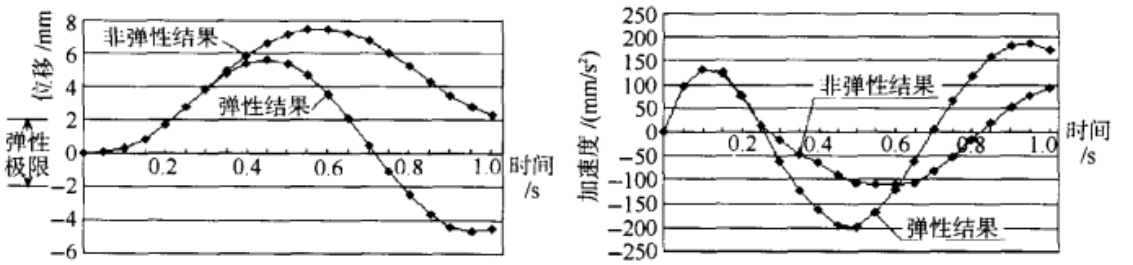
1）结构进入屈服阶段。

2）结构进入卸载阶段。

反应和加速度反应计算结果绘于图 4.15。

为便于比较，在图 4.15 中还给出了按照弹性方法(结构侧移刚度保持不变)计算的结果。

该例题说明，弹性计算方法不能正确反映结构的非弹性工作状态。结构弹塑性位移反应高于弹性计算值，弹塑性加速度反应低于弹性计算值反应。这也从侧面说明了两个道理：通过结构延性设计可以降低地震作用；考虑结构延性的设计必须进行弹塑性位移验算。



(a) 位移反应　　(b) 加速度反应

图 4.15　结构弹塑性地震反应

从上述例题还可以看出，时程分析积分计算的主要内容是地面运动(加速度)、结构恢复力计算以及数值积分方法。

4.3.2　地震波的选取与调整

图 4.16 为 1940 年 5 月 18 日美国 El-Centro Imperial 山谷地震记录到的南北方向地震波。最大加速度幅值为 341Gal(1Gal＝1cm/s²)，最大速度为 33cm/s，最大位移为 11cm。图 4.17 为其加速度功率谱。数据处理采用了 0.07～20.00Hz 滤波。可以看出，一条数字地震波包含了加速度峰值、持时、主震频率(特征周期)、频谱成分及幅值特点等信息，对加速度记录进行积分，还可求出地震速度数据和位移数据。这是地震波构成的主要参数。由于地震发生的随机性和不可预测性，每条地震波均有自己独特的参数，因此，各国科学工作者十分重视地震观测和记录，可选择的数字地震波很多。

选取地震波是进行结构弹塑性地震反应时程分析的重要内容。选取地震波的目的，是

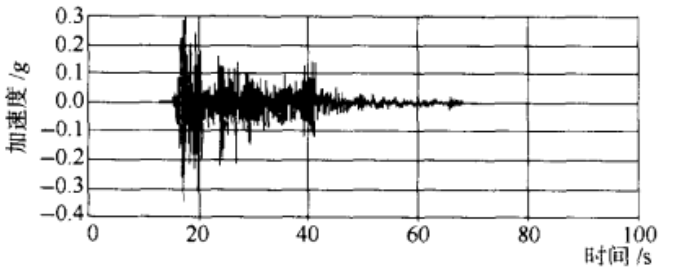


图 4.16　El-Centro 地震波

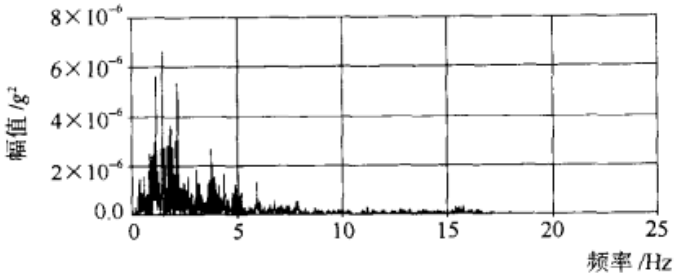


图 4.17　加速度功率谱

要找出适合所建工程场地、抗震设防烈度的地震波，使结构弹塑性地震反应分析具有较强的针对性，体现《建筑抗震设计规范》规定的三水准、两阶段的设计方法，为改进结构抗震（包括隔震、减震）设计提供依据。表 4.2 给出了《建筑抗震设计规范》规定的时程分析所用地震加速度时程曲线的最大加速度幅值，可据此调整地震波幅值。

表 4.2　时程分析所用地震加速度时程曲线的最大值（cm/s^2）

地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	18	35(55)	70(110)	140
罕遇地震	—	220(310)	400(510)	620

注：括号内数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

选取实际地震记录作为弹塑性时程分析的输入地震波，要注意选取工程场地特征周期（场地类别及震中距）与所选地震记录接近的地震波，根据抗震设防烈度的需要调整地震加速度幅值，保证必要的强震持续时间以使结构的非线性工作过程得以充分展开。此外，速度参数也是衡量地震烈度的重要指标，在选取地震记录时应根据中国地震烈度表综合考虑。

人工地震波可以通过修改真实地震记录或用随机过程产生。修改真实地震波的方法是：修改振幅可实现不同的震级要求，改变时间尺度可以修改频率范围，截断或重复记录可以修改持续时间的长短。具体做法如下：

首先选择一条地质条件、地震动参数（烈度、震中距、场地特征周期等）与抗震设计所需条件接近的真实地震加速度数字记录 $a(t)$。再按下列两式调整地震加速度坐标和时间坐标：

加速度坐标调整：

$$a_0(t_i) = \frac{a_{0,\max}}{a_m} a(t_i) \tag{4.23}$$

式中　$a_{0,\max}$——设计所需最大加速度（查表 4.2）；

a_m——所选地震记录的最大加速度；

t_i——实际地震加速度时间坐标点，$i=1,\cdots,n$，n 为记录点数。

时间坐标调整：

$$t_{0,j}=\frac{T_g}{T}t_i \tag{4.24}$$

式中 T_g——工程场地特征周期值，查表 3.3；

T——所选地震记录的特征周期；

$t_{0,i}$——人工地震波加速度时间坐标点。

持续时间调整：为保证结构的非线性工作过程得以充分展开，要求输入地震加速度的持续时间一般不短于结构基本周期的 5～10 倍，即 $T_{t,0}=5T_1\sim10T_1$。按照上述两公式调整后，加速度 $a_0(t_{0,i})$的持续时间并不一定等于 $T_{t,0}$，这时可通过截断尾部数据的办法实现：在选择地震动记录 $a(t)$时，选择持续时间较长者，将其调整后，保留持续时间 $T_{t,0}$内的数据，切除掉尾部幅值较小的地震记录，这对特征周期和地震作用不会造成较大影响。

在选择地震波时，除地震波最大值、特征周期和持时满足上述要求外，还要考察所选用的地震波的频谱特性(即地震反应中各频率分量的组成特性，可用功率谱、地震影响系数曲线代表)是否具有广泛的代表性。我国《建筑抗震设计规范》规定，在采用时程分析法时，应按照建筑场地类别和设计地震分组选用不少于二组实际强震记录和一组人工模拟的加速度时程曲线，其平均地震影响系数曲线应与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符；在弹性分析时，每条时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65%，多条时程曲线计算所得结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法计算结构的 80%。

当结构采用三维空间模型需要双向、三向地震波输入时，其三向加速度最大值输入比例(水平向 1：水平向 2：竖向)通常按 1：0.85：0.65 调整。选用的实际加速度记录，可以是同一组的三个分量，也可以是不同组的记录，但每条记录均应满足上述“统计意义上相符”的要求。

上述方法只能满足加速度最大值、特征周期以及持续时间的要求，不能满足地震频谱的其他要求，只适合于某些震级及震中距。由于地震运动的随机性、复杂性，实际需要根据震级和震中距建立地震统计学模型，而不是一两个地震记录。目前主要采用随机过程方法合成，详见有关文献。如有条件，可以根据工程场地的实际情况(地震历史资料、活跃断层分布、实测场地剪切波速、场地地质构成、土层分布特点等)进行场地抗震安全性评估，给出符合场地特性的人工地震波。

4.3.3 结构恢复力模型

1. 结构恢复力特性

地震作用表现为多频率特征的地面往复运动。此时，结构或构件在反复荷载作用下，内力和变形关系表现出滞回现象。如将多种构件的滞回曲线进行比较，发现滞回曲线的形

状可从宏观上反映出结构或构件的工作机理。图 4.18 为截面相同的两根钢筋混凝土梁，在受到剪跨比不同的荷载作用下滞回曲线的比较。可以看出，剪切受力影响越大，滞回曲线形状的“捏缩”现象越明显。

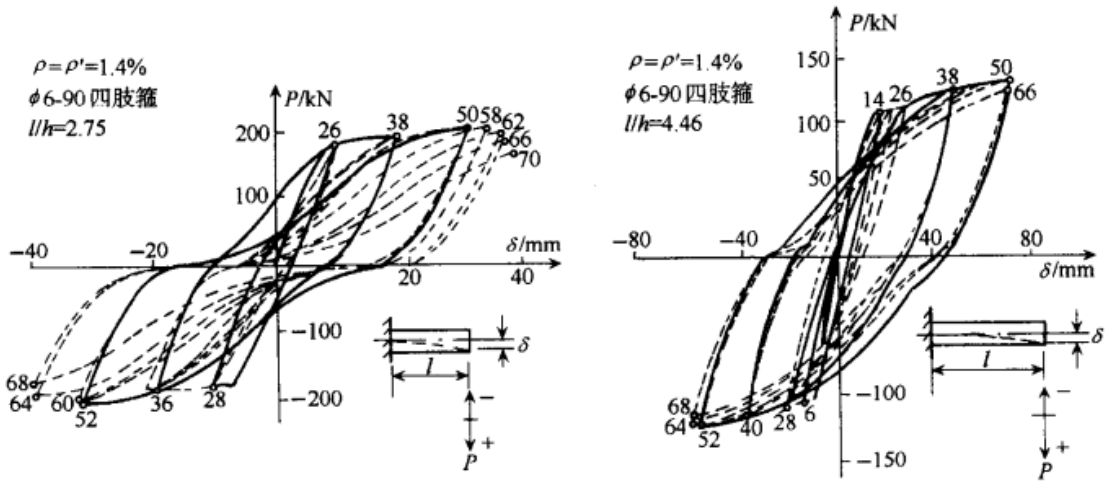


图 4.18　同截面钢筋混凝土悬臂梁滞回曲线

一般来说，滞回环可表现为下面典型的 4 种形态(图 4.19)：

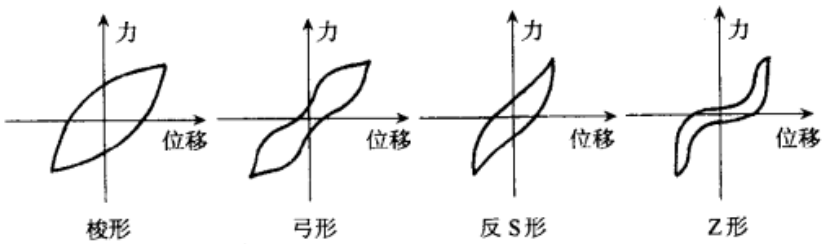


图 4.19　典型滞回环的形状

梭形：曲线饱满，力与位移关系基本无滑移影响，是受弯、压弯构件发生弯曲破坏时的表现；

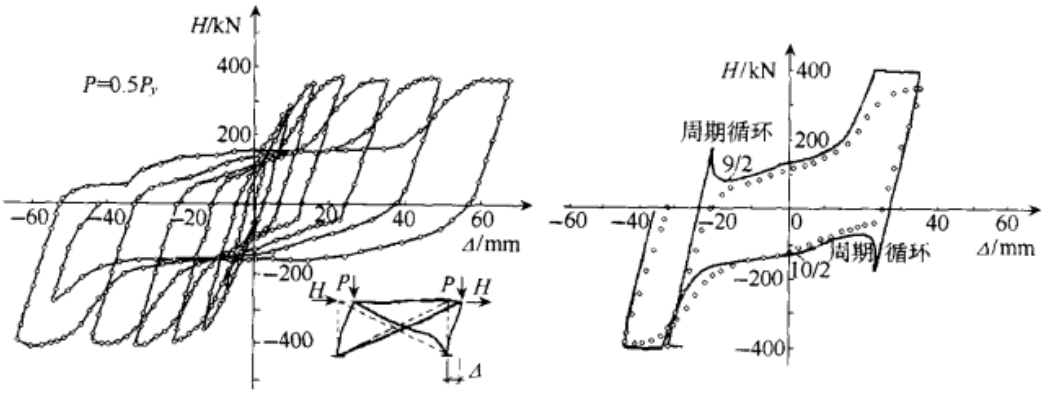
弓形：力与位移关系带有一定滑移，有“捏缩”现象，是有一定剪力影响的弯曲破坏的表现；

反 S 形：较大的滑移影响，是框架、梁柱节点等有较大剪力影响的弯剪破坏的表现；

Z 形：大量的滑移变形，是发生剪切滑移、锚固钢筋滑移、具有一定延性的剪切破坏的表现。

钢结构梁柱构件、节点、支撑构件的恢复力特性曲线各有各的特点。如果构造设计合理，钢结构梁柱构件的力-位移滞回曲线呈比较饱满的梭形、棱形(见第六章)。支撑杆件由于在拉、压状态下的受力性能有较大区别，受压失稳会导致刚度退化、强度退化加剧。如果

支撑对称布置，则带支撑框架结构的剪力-侧移滞回曲线也基本对称，如图 4.20 所示。另外，钢结构的恢复力特性还受到刚度退化、强度退化、捏缩效应、包辛格(Bauschinger)效应、应变强化等方面的影响。



(a) 反复水平荷载下的试验曲线　　(b) 试验值和理论曲线的比较

图 4.20　单层钢框架-支撑结构在竖向荷载和反复水平荷载下的力-位移曲线

许多构件的滞回曲线不是一成不变的。如钢筋混凝土剪力墙，由于弯剪变形的相互影响，滞回环的形状可以从梭形，发展到弓形(图 4.18)、反 S 形，最后发展到 Z 形，实际上也反映了由于开裂、钢筋屈服造成了内力重分配的过程。图 4.20 所示单层钢框架-支撑结构的滞回曲线形状也是随加载次数、加载幅值、位移幅值的变化而逐渐变化的。

滞回曲线的骨架线(外部轮廓)形状与单调加载力-变形曲线形状相似。骨架线的形状、开裂、屈服及其对应的变形值、刚度退化规律、强度退化规律构成了恢复力曲线的特征。

2. 结构恢复力模型

描述结构或构件力-变形滞回关系的数学模型叫恢复力模型。为简化计算，恢复力模型一般由一系列具有一定规则的折线组成。折线型模型有双线型、三线型、退化双线型、退化三线型、滑移型等。对混凝土结构通常采用双线型和退化三线型模型，钢结构通常采用双线型模型、剪切滑移模型、理想刚塑性模型等。图 4.21 为钢筋混凝土构件在弯曲变形控制下考虑刚度退化、强度退化、捏缩效应、滑移效应的几种滞回模型，可根据构件实际工作情况选用。

3. 结构恢复力模型的建立方法

恢复力模型由骨架线和滞回关系两部分构成。建立恢复力模型可通过伪静力加载试验、反复静力加载试验、周期循环动荷载试验以及振动台试验等方法。通过系统试验，建立骨架线和典型滞回环的技术参数(如开裂荷载、屈服荷载以及相对应的加载刚度、卸载刚

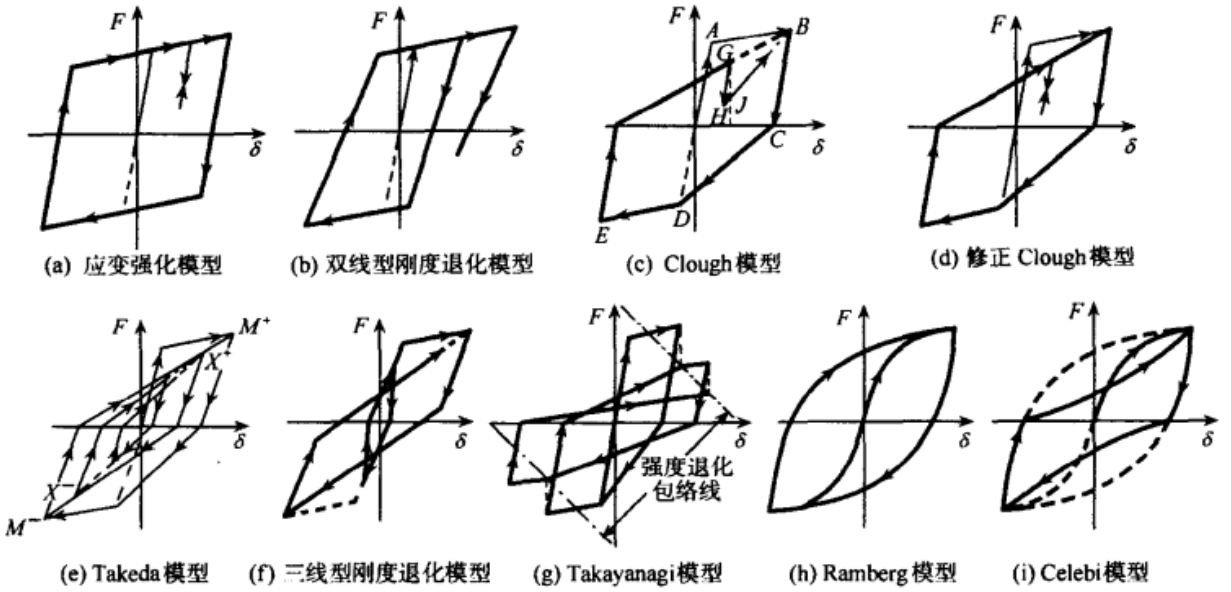


图 4.21　弯曲变形控制下的混凝土构件滞回模型

度),研究刚度退化和强度退化性能,确定滞回规则。最后,应将拟定恢复力模型用于结构的理论计算并与试验结果对比,再经多次参数修改过程,直至理论计算结果和试验结果符合为止,恢复力模型才得以建立和识别。图 4.20(b)为理论模型计算值与试验值的比较情况。

4. 隔震与消能结构的恢复力模型

隔震技术可以有效地隔离地面震动、保护上部结构(内容详见第九章)。由于隔震层的侧移刚度比上部结构的层间侧移刚度小得多,隔震层在大震作用下表现出较大的层间侧移。阻尼器通常也设置在隔震层(图 4.22),在大震侧移下耗能。因此,结构的非线性地震

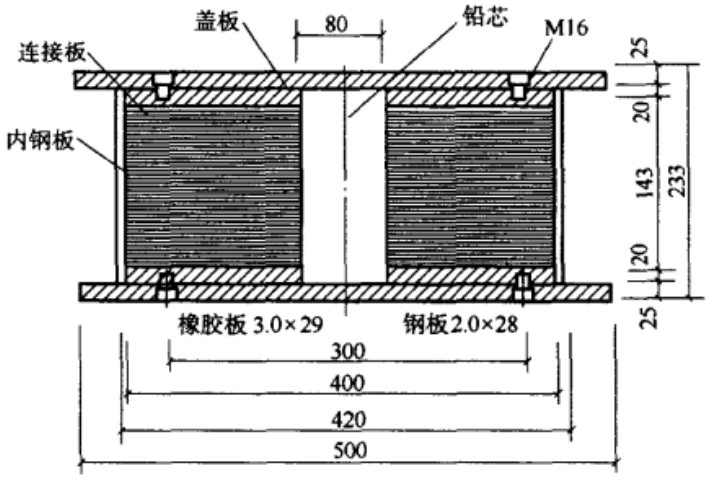


图 4.22　铅芯橡胶支座构造

反应主要集中在隔震层。对这种结构进行非线性分析时，结构恢复力模型的建立主要集中在对隔震层的描述上。叠层橡胶支座或铅芯橡胶支座均有一定的启动刚度(也称门槛刚度，后者比前者大)，因此使用双线型模型较为合适(图 4.23)，图 4.24 为铅芯橡胶支座的恢复力模型。对隔震结构进行非线性地震反应分析的主要目的是检验隔震设计的有效性、计算上部结构地震作用及作用效应、检验隔震层的安全性。

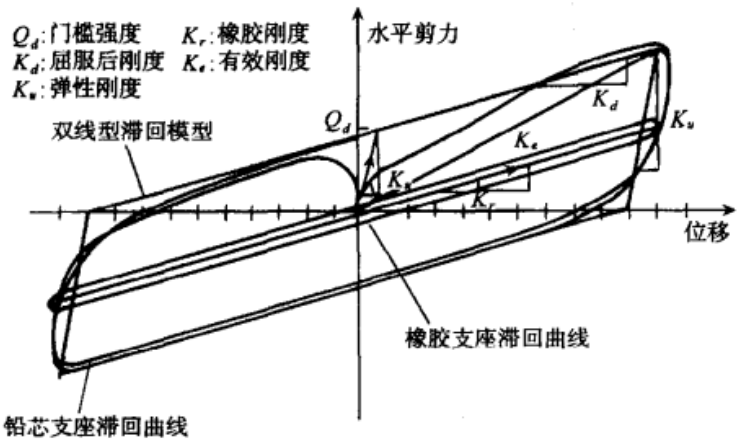


图 4.23　橡胶支座、铅芯支座滞回曲线及滞回模型的比较

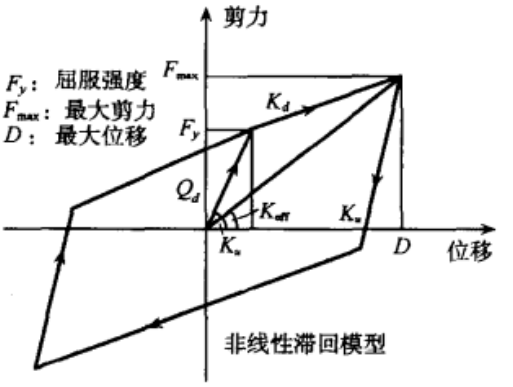


图 4.24　铅芯橡胶支座的滞回模型

消能减震技术(内容详见第九章)使用的耗能元件通常是阻尼器，例如塑性变形阻尼器、黏弹性阻尼器、弹簧阻尼器、记忆合金阻尼器、摩擦型阻尼器等。图 4.25 为某种黏弹性阻尼器及滞回曲线。阻尼器的作用是在大震出现时率先进入非弹性状态，消耗地震能量，迅速衰减震动过程，从而保护主体结构。结构消能减震设计的主要工作是要准确建立耗能元件的恢复力模型，确保耗能元件的屈服耗能过程与最大变形过程使主体结构处在弹性工作范围之内。对消能减震结构进行非线性分析的主要目的是检验消能减震设计的有效性、计算主体结构的地震作用及作用效应、检验耗能元件的安全性。

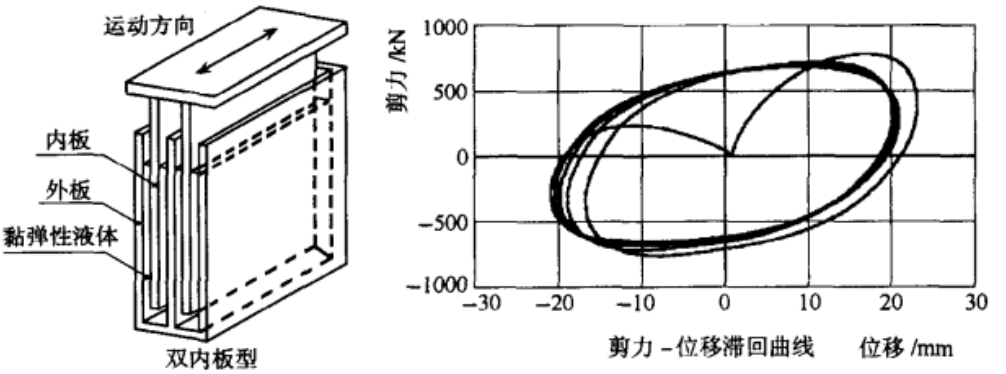


图 4.25　黏弹性液体阻尼器的构造及滞回曲线

4.3.4　根据时程分析结果对结构抗震性能进行评估

根据结构弹性、非弹性时程分析结果，对照结构动力设计准则，可对结构的抗震性能进行评估。我国《建筑抗震设计规范》规定了结构抗震变形验算的要求(详见第三章)。其中包括楼层最大弹性层间位移角限值[θ_e](表 3.14)、结构弹塑性层间位移角限值[θ_p](表 3.15)。

将时程分析结果与位移角限值相比较，满足规范要求者为合格，否则，应查找原因，修改结构设计参数，重新计算，直至满足要求为止。在进行分析比较时，还要注意核实由时程分析得到的楼层层间剪力是否符合规范规定的楼层最小地震剪力的规定[式(3.114)]。不符合者应先对地震作用效应进行调整。有些国家的设计标准还规定了构件或节点的延性系数允许值，这些参数均可与时程分析结果比较，对判断结构的抗震性能有重要作用。

然而，这一分析和判断方法存在许多不确定性，会对评估结果造成一定影响。①结构计算模型、阻尼计算的不确定性；②结构构件的实际变形能力的不确定性；③地震动参数的不确定性。结构计算模型的不确定性主要来自计算模型的合理性、结构恢复力模型的基本假定。构件实际变形能力的不确定性主要来自设计构造、施工质量等多种因素以及规范限定值所依据的试验研究结果的不确定性。地震动参数的合理性更为复杂，是至今尚未完全解决的问题。因此，还需结合工程经验对评估结果做出综合判断。

4.4　结构静力弹塑性分析

结构静力弹塑性分析方法(也称推覆分析法或 Push-over 方法)是在结构计算模型上施加某种侧向荷载(比如，倒三角形或均布荷载)，荷载强度逐级增加，按顺序计算结构反应并记录每级加载下开裂、屈服、塑性铰形成以及各种结构构件的破坏行为，并根据抗震需求对结构抗震性能进行评估。这一方法可以有效地发现结构薄弱环节，但如果使用不当，将不能正确理解结构的工作特性，无助于判断和评估结构的抗震性能。

用推覆分析法评估结构的抗震能力，通常需要一系列结构参数调整和迭代计算的过程。在迭代过程中，如发现结构的缺陷或不足，可以在下次迭代前改进，直至使设计达到预定的结构性能指标。这些指标可以依建筑物的重要程度和投资者的意图而定，体现基于性能的结构抗震设计思想。通常可以用建筑物顶部位移幅值、谱位移幅值或其他结构反应参数限定值作为预定指标。

目前，国际上已经有一些具有推覆分析功能的非线性分析软件，可以进行结构模型的推覆分析。比如：DRAIN-2DX，DRAIN-3DX；ANSR；IDARC-2D，IDARC-3D；NL-PUSH；ETABS；SAP2000；ANSYS 等等。也可以使用普通线弹性分析软件进行近似推覆分析，但必须注意记录并叠加每次增量加载条件下的结构反应，及时记录加载过程中构件的开裂和屈服状况并修改相应构件的刚度。这个方法的缺点是在准确量化 P-Δ 效应和构件内力上有一定程度的近似。

完整的推覆分析和抗震评估过程主要由两部分组成：计算结构在侧向静力荷载下的荷载-位移曲线；根据结构的荷载-位移曲线和抗震设计要求评估结构的抗震能力。下面分别予以介绍。

4.4.1 建立荷载-位移曲线

建立荷载-位移曲线的目的是确认结构在预定荷载作用下所表现出的抵抗能力。将这种抵抗能力以承载力-位移谱的形式体现出来，以便进行抗震能力的比较与评估。主要步骤如下：

(1) 建立结构和构件的计算模型，这部分内容同 4.2 节的结构静力计算模型。

(2) 确定侧向荷载分布形式。可以采用均匀分布形式，即侧向荷载的分布与结构重力成正比；也可以采用振型分布形式，如以基本振型为主的形式或某些振型组合的形式。

(3) 逐步增加侧向荷载，当某些构件达到开裂或屈服时，修正相应的构件刚度和计算模型；计算出此次加载阶段的构件内力、弹性、塑性变形。

(4) 继续加载或在修正加载模式后继续加载，重复上述步骤，直到结构性能达到预定指标或达到不可接受的水平。

(5) 做出控制点荷载-位移关系曲线。可以进一步将其简化为双线型、三线型，作为推覆分析荷载-位移曲线代表图。简化的方法可用等能量方法。

4.4.2 结构抗震能力评估

对结构进行抗震能力评估，需将上述荷载-位移曲线与地震反应谱放在同等条件下比较。为此，需要做三方面的工作：①将推覆分析荷载-位移曲线代表图转换为承载力谱(Seismic Capacity Spectrum)，也称为供给谱；②将规范给出的加速度反应谱转换为地震需求谱(Seismic Demand Spectrum)，也称为 ADRS 谱(以加速度-位移表示的谱，Mahaney，1993)；③将承载力谱和需求谱绘制在同一 ADRS 谱内，两图的交点为性能点，

如该点不存在或该点不满足预定标准，则应修改结构设计及计算模型参数（修改思路详见4.4.3节“推覆分析法技术要点”），继续进行上述工作。这是一个反复迭代的过程。

1. 承载力谱

将推覆分析所得荷载-位移曲线代表图转换为承载力谱，需将结构等效为基本振型的振动。将曲线上各点（$\Delta_{i,\mathrm{con}}$，V_i）逐点转换到以谱位移-谱加速度（S_{di}，S_{ai}）表示的承载力谱上，两种曲线图形可按下述原理相互转换。

根据振型分解反应谱理论，串联 n 质点体系由基本振型产生的总侧向力最大值和控制点位移最大值为

$$F_1 = \gamma_1 S_a(T_1) \sum_{i=1}^{n} (m_i X_{1,i}) \tag{4.25}$$

$$D_{1,\mathrm{con}} = \gamma_1 S_d(T_1) X_{1,\mathrm{con}} \tag{4.26}$$

式中 γ_1——第一振型参与系数；

m_i——第 i 质点质量；

$X_{1,i}$——第一振型第 i 质点位移振幅；

$X_{1,\mathrm{con}}$——第一振型控制点位移振幅；

$S_a(T_1)$、$S_d(T_1)$——以自振周期 T_1、阻尼比 ζ_1 振动的单自由度体系的地震绝对最大加速度和最大位移反应。

将上两式分别与 V_i，$\Delta_{i,\mathrm{con}}$ 相等效可求出承载力谱上的对应值（S_{di}，S_{ai}）：

$$S_{ai} = \frac{V_i}{\mu_1 G} \tag{4.27}$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{i,\mathrm{con}}}{\gamma_1 X_{1,\mathrm{con}}} \tag{4.28}$$

式中 S_{ai}——谱加速度（相对值）；

μ_1——第一振型质量影响系数，$\mu_1 = \dfrac{\gamma_1 \sum_{i=1}^{n} (m_i X_{1,i})}{\sum_{i=1}^{n} m_i}$；

G——结构总重量，$G = \sum_{i=1}^{n} m_i g$，g 为重力加速度。

转换后的承载力谱如图 4.26 所示。

2. 地震需求谱

根据振动理论，振动加速度和振动位移之间的关系为

$$\ddot{D}(t) = D_m \omega^2 \sin(\omega t + \varphi) = \omega^2 D(t) \tag{4.29}$$

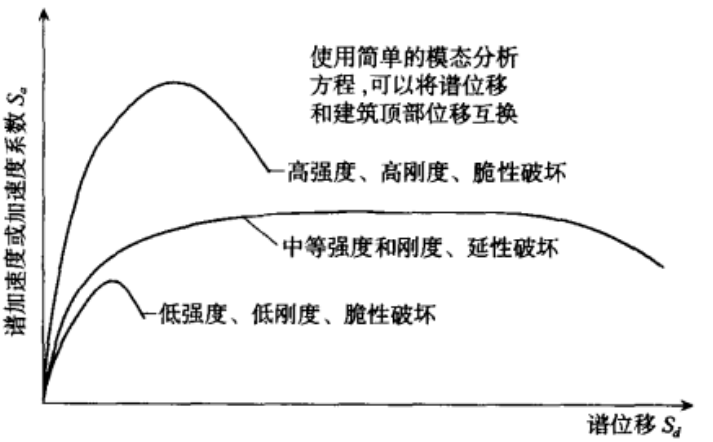


图 4.26　承载力谱

式中　ω——圆频率,$\omega=2\pi f=\dfrac{2\pi}{T}$。

因此,地震反应最大值之间的关系为

$$S_{di}=\frac{T_i^2}{4\pi^2}S_{ai}g \tag{4.30}$$

运用上式可将期望的地震加速度反应谱转换为地震需求谱(ADRS 谱),如图 4.27 所示。

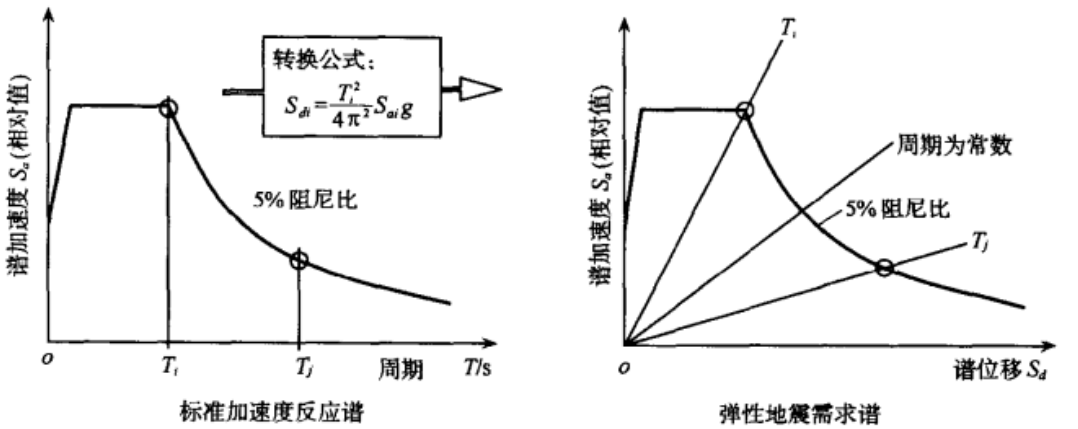


图 4.27　将加速度反应谱转换为弹性需求谱

3. 建立和判断性能点

将结构承载力谱和地震需求谱放在同一(S_d,S_a)坐标系内进行比较,可建立并判断性能点。目前,许多国家的学术机构采用了不同的方法,没有统一的标准。较为成熟的方法有:承载力谱法(ATC-40,图 4.29);位移系数法(FEMA-273,图 4.31);折减系数法(Rein

Horn)等。

下面以承载力谱法为主介绍性能点的建立和评估过程。

(1) 预设性能点:在承载力谱上选定性能点加速度设定值 a_p 和位移设定值 d_p。

(2) 根据 a_p、d_p 值和承载力谱设定结构滞回曲线(可用等能量原理简化为双线型或三线型曲线),如图 4.28 所示。

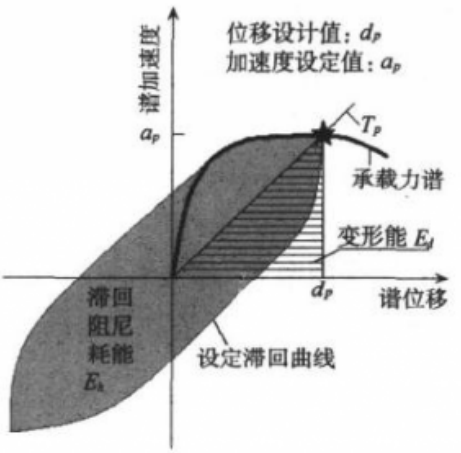


图 4.28 性能点设定值

(3) 按下式计算结构等效阻尼比 ζ_p:

$$\zeta_p = \frac{E_h}{4\pi E_d} \tag{4.31}$$

式中 E_h——滞回阻尼耗能;

E_d——变形能。

(4) 将承载力谱曲线和地震需求谱放在同一 ADRS 图中,由预设性能点对应的周期值 T_p 及弹性地震需求谱计算弹性加速度需求值 a_e 和弹性位移需求值 δ_e(图 4.29)。

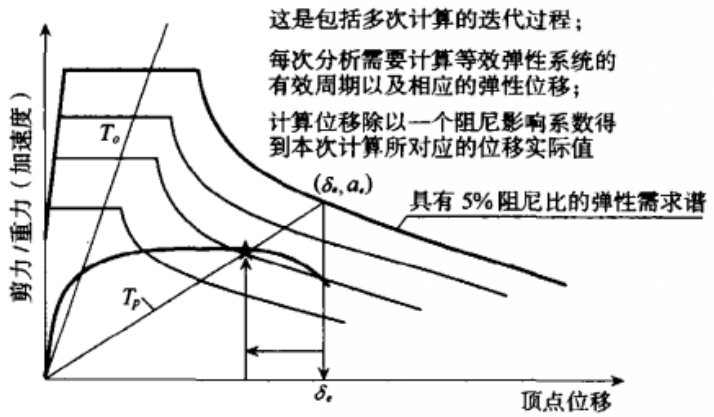


图 4.29 ATC-40 承载力谱法

(5) 根据 δ_e 及结构等效阻尼比 ζ_p 计算结构加速度实际需求值和位移实际需求值(图 4.29)。

(6) 比较加速度、位移设定值与实际需求值的差异,误差达到要求者停止计算,确认性能点。

如果该点存在,并且该点所代表的功能状态可以接受,则该结构抗震设计满足推覆分析预定标准,至此完成了推覆分析和抗震性能评估工作。否则,需改进结构设计,重新进行推覆分析和抗震能力评估工作。

4.4.3 推覆分析法技术要点

1. 使性能点满足预设条件的措施

如果性能点不存在或该点不满足预设条件(图 4.30),则可采取如下三方面的措施加以改进:

(1) 提高结构体系的强度、刚度。

(2) 改善结构延性。

(3) 采用隔震,降低地震需求;或采用减震技术,增加阻尼,降低结构地震反应。

若单独使用上述措施仍不满足预设条件,可以合并使用上述(2)、(3)类措施。

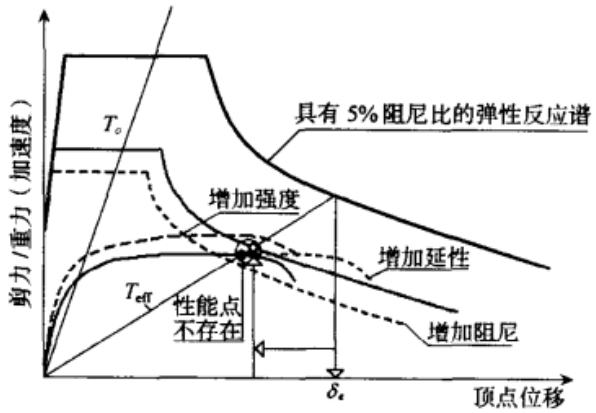


图 4.30 改进性能点的措施

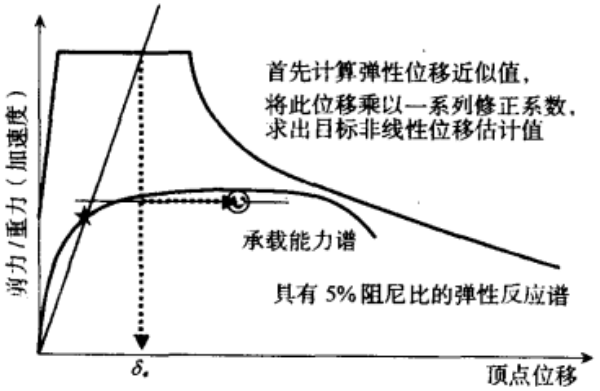


图 4.31 FEMA-273 位移系数法

2. 在推覆分析及抗震评估过程中容易出现的问题

(1) 不能低估加载或位移形状函数。加载形式函数的选择主要考虑建筑的主要振动模态。加载形式不同,位移结果差异很大。加载形式函数对高层建筑更加重要,因为这种

建筑可能不受基本模态控制。因此，使用推覆分析法对结构复杂的高层建筑进行抗震评估时难度较大。三维结构模型的推覆分析需要体积分布的加载形式，至少是一个加载面。

(2) 推覆开始之前要知道结构反应目标。建筑物不可能推至位移无限大而不损坏。因此，必须将影响正常使用、危及生命安全、发生倒塌等情况用技术参数表示出来。若没有明确定义结构反应目标，则推覆分析没有任何意义。

(3) 只有在完成结构设计的条件下才能进行推覆分析。推覆分析需要结构构件的非线性力-位移关系，包括达到开裂、屈服、形成塑性铰所需要的一切技术参数，这些参数要考虑受力状态的相互影响(如压、弯、剪等)。在截面设计完成之前无法确定构件的技术参数。

(4) 不能忽略重力效应。结构构件分布的不对称性会增加重力效应，重力会延缓开裂、会增加 P-Δ 效应。极限承载能力会随重力荷载的增加而减小。

(5) 任何结构模型的建立都离不开正确、详实的构造设计。已有的构件抗震设计经验，如钢筋混凝土构件的"强柱弱梁、强剪弱弯、强节点强锚固"设计原则是保证结构抗震性能的基本措施，是任何结构分析手段所不能取代的。

(6) 如果没有倒塌模型就不能推至倒塌。倒塌模型需要具体研究。

(7) 不能将推覆分析过程等同于真实地震。

本章学习提要

本章主要介绍结构弹塑性时程分析方法和静力弹塑性分析方法。这两种方法均是计算结构地震反应、评估结构抗震性能和抗震能力的重要方法。学习要点和应达到的要求如下：

1. 了解结构计算模型的分类与特点，注意学习建立与选取结构模型的技术要点。

2. 掌握结构弹塑性时程分析方法。主要内容包括地震波的选取与调整，结构恢复力模型的建立，根据时程分析结果对结构抗震性能进行评估。前两部分是学习重点。

3. 结构静力弹塑性分析方法，主要包括建立荷载-位移曲线、结构抗震能力评估两项工作。所介绍的推覆分析法的技术要点有助于学习和理解这一方法。由于这部分内容较新，目前我国《建筑抗震设计规范》尚未规定具体的评估方法，请注意学习基本概念，例如承载力谱、地震需求谱和性能点的概念。掌握承载力谱、地震需求谱的建立方法和性能点的迭代计算方法。

习题及思考题

4.1 使用层间剪切模型要确定哪些参数？

4.2 什么是线性加速度方法？查阅有关文献，简述 Newmark 方法和 Wilson-θ 方法

与线性加速度方法相比有何特点。

4.3　地震波的选用应主要考察哪些参数？

4.4　如何理解在时程分析时选用的地震波要与结构设计反应谱在统计意义上相符？

4.5　如何在结构恢复力模型上体现刚度退化性能、强度退化性能？

4.6　什么是推覆分析法？其主要技术构成是什么？

4.7　如何根据结构荷载-位移曲线计算承载力谱？

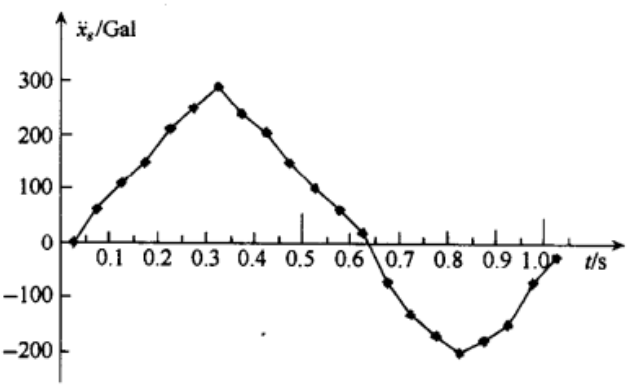
4.8　如何根据规范规定的设计反应谱计算地震需求谱？

4.9　在推覆分析法中，如性能点不满足预定目标，采取哪些有效措施改进结构设计使之满足要求？

4.10　已知某单自由度弹性体系，质点质量为 250kNs²/m，总弹性侧移刚度为 9000kN/m，黏性阻尼比 $\zeta=0.08$。地面运动加速度记录见下表，下图为原波波形，$\Delta t=0.05$s。

地面加速度记录表

T/s	0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60
$\ddot{x}_g$/Gal	0	60	110	150	210	250	290	35	205	150	100	60	20
T/s	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25
$\ddot{x}_g$/Gal	−70	−130	−170	−200	−180	−150	−70	−25	20	−10	0	0	0



题 4.10 图　地面运动加速度记录(原波)

① 按照 7 度设防多遇烈度要求将地震波调幅至 35Gal；

② 计算多遇烈度下质点位移、速度和加速度地震反应，可算至 1.0s；

③ 求 $t=0\sim1.0$s 内体系的最大加速度、最大层间剪力。

4.11　已知条件同上题。计算结构弹塑性地震反应。

补充的已知条件有：结构弹塑性恢复力模型，屈服时位移为 2.00mm，屈服前结构抗

侧移刚度为 $P_y/U_y=9000\text{kN/m}$，屈服后抗侧移刚度为 0，卸载阶段的抗侧移刚度为 9000kN/m。

① 按照 7 度设防罕遇烈度要求将地震波调幅至 220Gal；

② 计算罕遇烈度下质点位移、速度和加速度地震反应，可算至 1.0s；

③ 求 $t=0\sim1.0\text{s}$ 内体系的最大加速度、最大层间剪力。

第五章　多层及高层钢筋混凝土房屋抗震设计

我国地震区的多层和高层房屋建筑大多数采用钢筋混凝土结构，有多种不同的结构体系。目前在工程中常用的有：框架结构、抗震墙结构、框架-抗震墙结构、筒体结构等。

框架结构由梁和柱组成，平面布置灵活，易于满足建筑物内大空间的要求，但侧向刚度小，水平位移较大。抗震墙结构（也称剪力墙结构）由钢筋混凝土纵横墙体组成，侧向刚度较大，但平面布置不灵活。筒体结构由单个或几个钢筋混凝土筒体组成，有不同的形式，可以是以楼电梯间、管道井为内筒、以密柱深梁框架（即框筒）为外筒形成筒中筒结构，也可以是由外框筒和内部框架组成框筒结构，也可以将多个单筒合并在一起成为成束筒，等等。筒体结构空间刚度大，抗扭和抗侧刚度都很强，亦可灵活布置平面。框架-抗震墙、框架-筒体结构则是将框架结构与抗震墙或筒体结构结合起来，在框架结构的适当部位，布置少量钢筋混凝土抗震墙或核心筒，使结构在增强抗侧刚度的同时保持平面布置灵活的优点。此外，还有其他形式的钢筋混凝土多层和高层结构体系。

由于钢筋混凝土结构的广泛采用，多年来国内外对其抗震性能进行了大量研究，积累了大量工程经验。这些研究和经验表明，多层和高层钢筋混凝土房屋具有优越的综合性能，经过合理的抗震设计，采用此类结构是可以保证安全的。

5.1　震害及其分析

一般来说，钢筋混凝土结构能够具有较好的抗震性能，在地震时所遭受的破坏比砌体结构的震害轻得多。但如果设计不当、无合理有效的抗震措施或施工质量不良，多层和高层钢筋混凝土房屋也会产生严重的震害。通过震害调查，分析震害现象及其原因，这对于不断改进抗震设计方法，采用更有针对性的措施，无疑是非常必要和重要的。

多层和高层钢筋混凝土房屋大致有如下震害现象：

1. 平面布置不当产生的震害

建筑物的平面不规则、质量和刚度分布不均匀、不对称而造成刚度中心与质量中心有较大的不重合，易使结构在地震时由于过大的扭转反应而严重破坏。如：天津市某建筑平面为 L 形，1976 年唐山地震时产生了强烈的扭转反应，导致角柱严重破坏：东南角柱 3 层产生纵向裂缝、钢筋外露，东北角柱处梁柱节点的混凝土酥裂；1985 年墨西哥城地震中，平面不规则的建筑物也产生了整体扭转破坏，角柱破坏严重。

2. 竖向不规则产生的震害

结构沿竖向的布置或刚度有过大突变时，突变处应力集中，刚度突然变小的楼层成为薄弱层，变形过大，极易发生破坏，甚至倒塌。美国 Olive View 医院主楼，1～2 层为框架，但 2 层有较多的砖填充墙，3 层以上为框架-抗震墙，上刚下柔，刚度相差悬殊，在 1971 年 2 月 San Fernando 地震中，底层发生严重破坏，侧移超过 500mm（见图 5.1）。1976 年罗马尼亚地震，某 4 层框架房屋底层为咖啡馆，无隔墙，而上面几层为住宅，砖隔墙多，震后，底层因柱折断而倒塌。

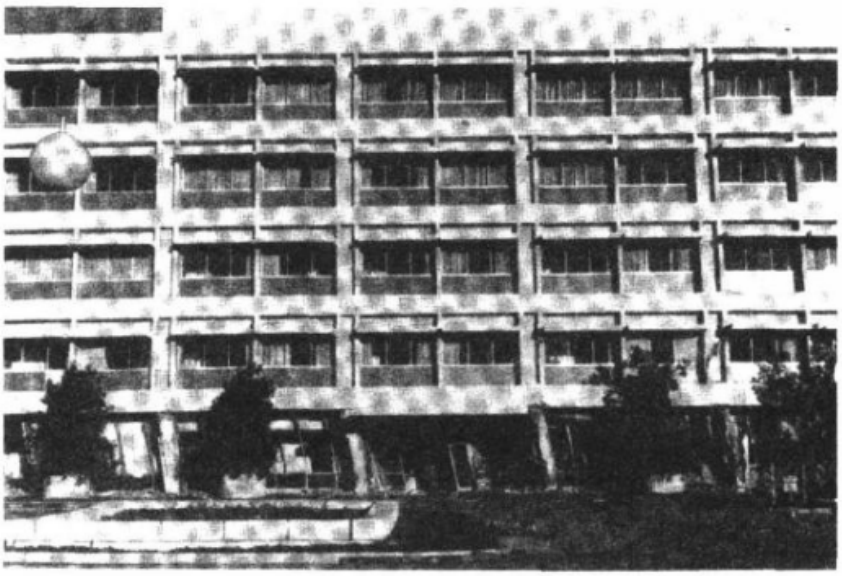


图 5.1　框架底层破坏

3. 防震缝处碰撞

防震缝两侧的结构单元由于各自的振动特性不同，在地震时会发生不同形式的振动，如果防震缝宽度不够或构造不当，就有可能发生碰撞而导致震害。例如：唐山地震时，北京民航大楼防震缝处的女儿墙和北京饭店西楼防震缝处的外贴砖假柱被碰坏；天津友谊宾馆主楼东西段之间的防震缝宽符合当时抗震规范的规定，但仍有碰撞，造成严重震害。

4. 框架柱的震害

框架柱在地震时的破坏有不同的情形。

一般框架长柱的破坏发生在柱上下两端，特别是柱顶。其表现形式是，在弯矩、剪力、轴力的复合作用下，柱顶周围有水平裂缝或交叉斜裂缝，严重者会发生混凝土压碎，箍筋拉断或崩开，纵筋受压屈曲呈灯笼状（图 5.2）。

短柱由于刚度较大，分担的地震剪力大，而剪跨比又小，容易导致脆性剪切破坏。

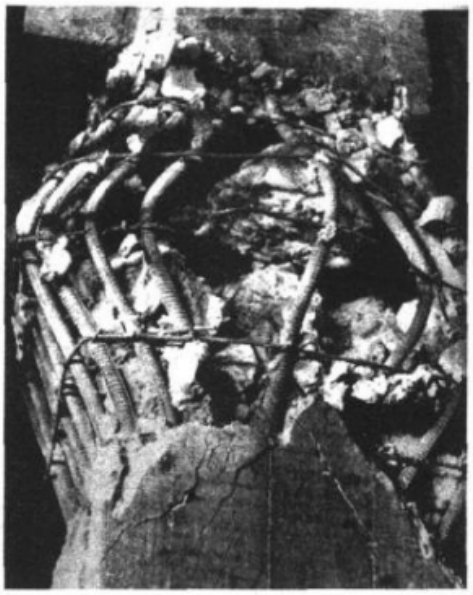


图 5.2　柱端破坏

角柱处于双向偏压状态，受结构整体扭转影响大，受力状态复杂，而受横梁约束的条件又相对减弱，因此其震害重于内柱(图 5.3)。



图 5.3　角柱破坏

5. 框架梁的震害

框架梁的破坏一般发生在梁端。在竖向荷载与地震作用下，梁端承受反复作用的剪力与弯矩，出现垂直裂缝、交叉斜裂缝。当抗剪钢筋配置不足时发生脆性剪切破坏；当抗弯

钢筋配置不足时发生弯曲破坏。另外，当梁主筋在节点内锚固不足时发生锚固失效(拔出)。

6. 框架梁柱节点的震害

梁柱节点核心区破坏的实例很多。当节点配筋或构造不当时，会出现交叉裂缝形式的剪切破坏，后果往往较严重。节点区箍筋过少，或节点区钢筋过密、影响混凝土浇筑质量，都会引起节点区的破坏。

7. 抗震墙的震害

抗震墙的震害，主要表现在抗震墙墙肢之间的连梁由于剪跨比小而产生交叉裂缝形式的剪切破坏，连梁的破坏使墙肢间丧失联系、降低承载力。墙肢底层也可能出现水平裂缝、斜裂缝，发生破坏。

8. 填充墙的震害

框架中的砌体填充墙与框架共同工作，使结构在水平地震作用下早期刚度大大增加，吸收较大的地震能量。而填充墙本身的抗剪强度低，在地震作用下很快出现裂缝、破坏，甚至倒塌。

5.2 抗震设计的一般规定

5.2.1 不同类型结构体系的适用高度及高宽比要求

多层和高层钢筋混凝土房屋不同类型的结构体系具有不同的性能特点，在确定结构方案时，应根据建筑使用功能要求和抗震要求进行合理选择。从抗震角度来说，结构的抗侧移刚度是选择结构体系时要考虑的重要因素，特别是对于高层建筑的设计，这一点往往起控制作用。随着多层和高层房屋高度的增加，结构在地震作用以及其他荷载作用下产生的水平位移迅速增大，要求结构的抗侧移刚度必须随之增大。而不同类型的钢筋混凝土结构体系，由于构件及其组成方式的不同和受力特点的不同，在抗侧移刚度方面有很大差别，它们具有各自不同的合理使用高度。如：框架结构抗侧移刚度较小，为控制其水平位移，宜用于高度不很大的建筑；而抗震墙结构和筒体结构抗侧移刚度大，在场地条件和烈度要求相同的条件下，就可以建造更高的建筑。因此，为了满足结构的抗侧移刚度要求、避免不合理设计，应对不同类型的钢筋混凝土结构体系的房屋总高度分别给予不同的限制。这是确定结构体系的一个重要影响因素。

同时，钢筋混凝土高层建筑还要考虑高宽比要求。高宽比是对结构刚度、整体稳定、承

载能力和经济合理性的宏观控制。应避免高宽比过大造成的结构刚度不足、侧移过大，增强结构抗倾覆的稳定性。不同类型的结构体系，对高宽比有不同的限值。

我国《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3-2002)(以下简称为高层规程)将钢筋混凝土高层建筑结构按房屋高度划分为两个级别(A 级和 B 级)，规定了各自不同的最大适用高度和高宽比限值，同时在抗震设计的要求上加以区别。A 级高度的建筑是目前数量最多、应用最广泛的建筑，抗震设计的一系列规定主要反映了对 A 级高度建筑的要求；B 级高度的建筑在最大适用高度和高宽比方面比 A 级适当放宽，但在抗震等级划分、计算和构造措施等方面有更严格的规定。

A 级高度乙类和丙类建筑的最大适用高度应符合表 5.1 的规定；对于甲类建筑，6 度、7 度、8 度时宜按本地区设防烈度提高一度后符合表中要求；9 度时应专门研究。当框架-抗震墙结构、抗震墙结构和筒体结构的高度超过表 5.1 的规定时，为 B 级高度的建筑。

表 5.1　多层及 A 级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度(m)

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度			
			6 度	7 度	8 度	9 度
框架		70	60	55	45	25
框架-抗震墙		140	130	120	100	50
抗震墙	全部落地抗震墙	150	140	120	100	60
	部分框支抗震墙	130	120	100	80	不应采用
筒体	框架-核心筒	160	150	130	100	70
	筒中筒	200	180	150	120	80
板柱-抗震墙		70	40	35	30	不应采用

注：1) 房屋高度指室外地面至主要屋面高度，不包括局部突出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度。

2) 表中框架不含异形柱框架结构。

3) 部分框支抗震墙结构指地面以上有部分框支抗震墙的抗震墙结构。

4) 9 度抗震设防、房屋高度超过本表数值时，结构设计应有可靠依据，并采取有效措施。

B 级高度乙类和丙类建筑的最大适用高度应符合表 5.2 的规定；对于甲类建筑，6 度、7 度时宜按本地区设防烈度提高一度后符合表中要求；8 度时应专门研究。应当注意，这些规定是针对规则结构而言。对于平面和竖向均不规则的结构或建造于Ⅳ类场地的结构，上述最大适用高度还应适当降低。我国抗震规范中对多、高层现浇钢筋混凝土房屋最大适用高度的规定与高层规程中对 A 级高度建筑的相应规定基本一致。

表 5.2　B 级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度(m)

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度		
			6 度	7 度	8 度
框架-抗震墙		170	160	140	120
抗震墙	全部落地抗震墙	180	170	150	130
	部分框支抗震墙	150	140	120	100
筒体	框架-核心筒	220	210	180	140
	筒中筒	300	280	230	170

注:1) 房屋高度指室外地面至主要屋面高度,不包括局部突出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度。

2) 部分框支抗震墙结构指地面以上有部分框支抗震墙的抗震墙结构。

3) 当房屋高度超过表中数值时,结构设计应有可靠依据,并采取有效措施。

A 级高度和 B 级高度建筑的高宽比分别不宜超过表 5.3 和表 5.4 的规定限值。

在确定结构体系时还要考虑建筑物刚度与场地条件的关系,应注意使房屋的自振周期与场地的特征周期 T_g 错开,以减小地震作用。

表 5.3　A 级高度钢筋混凝土高层建筑结构适用的最大高宽比

结构体系	非抗震设计	抗震设防烈度		
		6 度、7 度	8 度	9 度
框架、板柱-抗震墙	5	4	3	2
框架-抗震墙	5	5	4	3
抗震墙	6	6	5	4
筒中筒、框架-核心筒	6	6	5	4

表 5.4　B 级高度钢筋混凝土高层建筑结构适用的最大高宽比

非抗震设计	抗震设防烈度	
	6 度、7 度	8 度
8	7	6

5.2.2　抗震等级的划分

抗震等级是多层和高层钢筋混凝土结构、构件进行抗震设计计算和确定构造措施的标准。为了使抗震设计安全可靠、经济合理,应考虑多方面因素和各种不同情况,对钢筋混凝土结构、构件的抗震要求,在计算和构造上区别对待。显然,地震作用越大,或房屋高度越大,抗震要求应越高;对于不同的结构体系,应有不同的抗震要求。此外,同一结构中的不同部位以及同一种结构形式在不同结构体系中所起的作用不同,其抗震要求也应有所区别。例如,在框架结构中,框架是主要抗侧力构件,而在框架-抗震墙结构中,框架是次要抗侧力构件(抗震墙是主要抗侧力构件),因此框架结构中的框架应比框架-抗震墙结构中的框架抗震要求高。又如,在部分框支抗震墙结构中,框支层由于刚度和强度的削弱,往往

成为塑性变形集中的薄弱楼层，因此其落地抗震墙底部加强部位的抗震要求就应高于一般抗震墙的抗震要求。

为此，我国抗震规范和高层规程综合考虑建筑抗震重要性类别、地震作用（包括区分设防烈度和场地类别）、结构类型（包括区分主、次抗侧力构件）和房屋高度等因素，对钢筋混凝土结构划分了不同的抗震等级。抗震等级的高低，体现了对抗震性能要求的严格程度。不同的抗震等级有不同的抗震计算和构造措施要求，从四级到一级，抗震要求依次提高；高层规程中还规定了抗震等级更高的特一级。

表 5.5 是对多层建筑及 A 级高度高层建筑属丙类建筑的抗震等级划分。表 5.6 是对 B 级高度高层建筑属丙类建筑的抗震等级划分。对甲、乙、丁类建筑，则应在对各自设防标准（设防烈度）进行调整后（调整方法详见 1.4 节中的规定），再查表确定抗震等级。注意，当本地区设防烈度为 9 度时，A 级高度乙类建筑应按特一级采用，甲类建筑应采取更有效的抗震措施。

表 5.5　多层及 A 级高度的高层建筑结构抗震等级

结构类型			烈度						
			6 度		7 度		8 度		9 度
框架	高度/m		≤30	>30	≤30	>30	≤30	>30	≤25
	框架		四	三	三	二	二	一	一
框架-抗震墙	高度/m		≤60	>60	≤60	>60	≤60	>60	≤50
	框架		四	三	三	二	二	一	一
	抗震墙		三		二		一	一	一
抗震墙	高度/m		≤80	>80	≤80	>80	≤80	>80	≤60
	抗震墙		四	三	三	二	二	一	一
框支抗震墙	非底部加强部位抗震墙		四	三	三	二	二		不应采用
	底部加强部位抗震墙		三	二	二		一		
	框支框架		二		二	一	一		
筒体	框架-核心筒	框架	三		二		一		一
		核心筒	二		二		一		一
	筒中筒	内筒	三		二		一		一
		外筒							
板柱-抗震墙	板柱的柱		三		二		一		不应采用
	抗震墙		二		二		二		

注：1）接近或等于高度分界时，应结合房屋不规则程度及场地、地基条件适当确定抗震等级。

2）底部带转换层的筒体结构，其框支框架的抗震等级应按表中框支抗震墙结构的规定采用。

3）板柱-抗震墙结构中框架的抗震等级应与表中“板柱的柱”相同。

表 5.6　B 级高度的高层建筑结构抗震等级

结构类型		烈度		
		6 度	7 度	8 度
框架-抗震墙	框架	二	一	一
	抗震墙	二	一	特一
抗震墙	抗震墙	二	一	一
框支抗震墙	非底部加强部位抗震墙	二	一	一
	底部加强部位抗震墙	一	一	特一
	框支框架	一	特一	特一
框架-核心筒	框架	二	一	一
	筒体	二	一	特一
筒中筒	外筒	二	一	特一
	内筒	二	一	特一

注：底部带转换层的筒体结构，其框支框架和底部加强部位筒体的抗震等级应按表中框支抗震墙结构的规定采用。

为正确确定抗震等级，还要注意以下几点：

(1) 框架-抗震墙结构在基本振型地震作用下，若框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总倾覆力矩的 50%，该部分已不能被视作次要抗侧力构件，因而此时框架部分的抗震等级应按框架结构确定，而最大适用高度可比框架结构适当提高。

(2) 与主楼相连的裙房确定抗震等级时，除应按本身考虑外，还不应低于主楼的抗震等级；此时主楼结构在裙房屋面部位的上下各一层受刚度和承载力突变影响较大，需适当加强抗震措施。

(3) 带地下室的建筑，当地下室顶板作为上部结构的嵌固端时，此处的楼层部位在地震作用下屈服时将影响到地下一层，因此地下一层的抗震等级应与上部结构相同。地下一层以下及地下室中无上部结构的部分的抗震等级可采用三级或更低等级。9 度时，地下室结构的抗震等级不应低于二级。

5.2.3　结构平面和竖向布置

建筑物平面和竖向的合理布置在抗震设计中极为重要。按照抗震概念设计的原则，应尽可能使其符合规则结构的要求，合理布置和设计防震缝，不应采用严重不规则的布置。所谓建筑结构的规则性，包括了对建筑平、立面外形尺寸、抗侧力构件布置(即刚度分布)、质量分布和承载力分布等多方面的综合要求。1.5 节对平面和竖向不规则的类型给出了定义。对于钢筋混凝土房屋，其结构平、立面布置应考虑如下具体要求：

1. 结构平面布置

结构平面宜简单、规则、对称。特别要注意的是，在布置柱和抗震墙的位置时，要使结构平面的质量中心与刚度中心尽可能重合或相近，以减小水平地震作用引起的扭转反应。框架、抗震墙均应双向设置。

对于10层和10层以上或高度大于28m属于A级高度的高层钢筋混凝土建筑，平面长度 L 不宜过长，平面局部突出部分的长度 l 不宜过大。图5.4中 L、l 等值宜满足表5.7的要求。在实际工程中，L/B 在6度、7度时最好不大于4，8度、9度时最好不大于3；l/b 最好不大于1。不宜采用角部重叠或细腰形平面图形，以避免凹角部位和狭窄部分的震害；如采用，这些部位应采取加强措施。

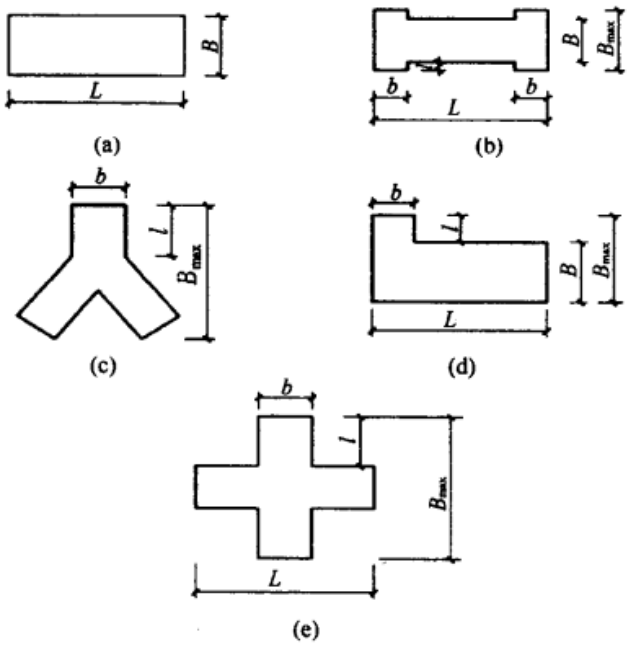


图5.4 建筑平面

B级高度的高层建筑及复杂高层建筑，其平面布置的规则性应要求更严格。

表5.7 L、l 的限值

设防烈度	L/B	l / B_{max}	l /b
6度、7度	≤6.0	≤0.35	≤2.0
8度、9度	≤5.0	≤0.30	≤1.5

2. 结构竖向布置

结构竖向体型应力求规则均匀，抗侧力构件宜上下连续贯通。当结构沿竖向需变化

时，应使其体型、侧向刚度和强度均匀变化而不出现较大的突变。主要有以下要求：

(1) 侧向刚度沿竖向变化均匀，构件截面由下层至上层逐渐减小；当某些楼层的层间刚度小于上层时，不宜小于其相邻上层的 70%或其上面相邻三层刚度平均值的 80%(见图 5.5)。

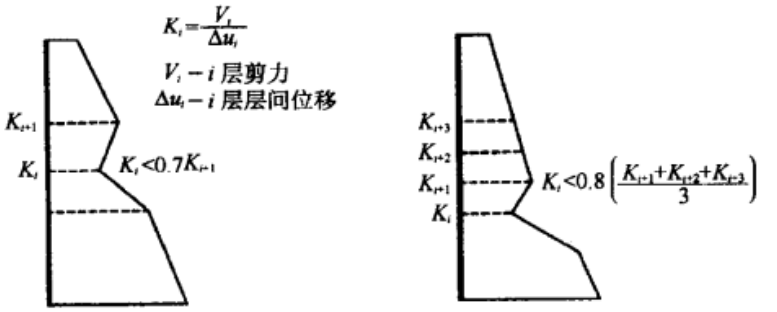


图 5.5 侧向刚度沿竖向变化不均匀(不宜)

(2) 尽可能避免薄弱层。楼层层间抗侧力结构屈服剪力不宜小于其上一层的 80%(见图 5.6)，且对 A 级高度的高层建筑不应小于其上一层的 65%，对 B 级高度的高层建筑不应小于其上一层的 75%。

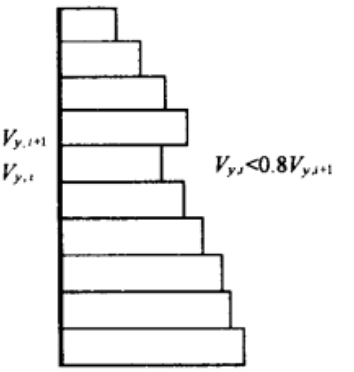


图 5.6 屈间屈服剪力变化不均匀(不宜)

(3) 避免过大的外挑和内收。如图 5.7 所示，当结构上部楼层收进部位到室外地面的高度 H_1 与房屋高度 H 之比大于 0.2 时，上部楼层收进后的水平尺寸 B_1 不宜小于下部楼层水平尺寸 B 的 0.75 倍；当上部结构楼层相对于下部楼层外挑时，下部楼层的水平尺寸 B 不宜小于上部楼层水平尺寸 B_1 的 0.9 倍，且水平外挑尺寸 a 不宜大于 0.4m。

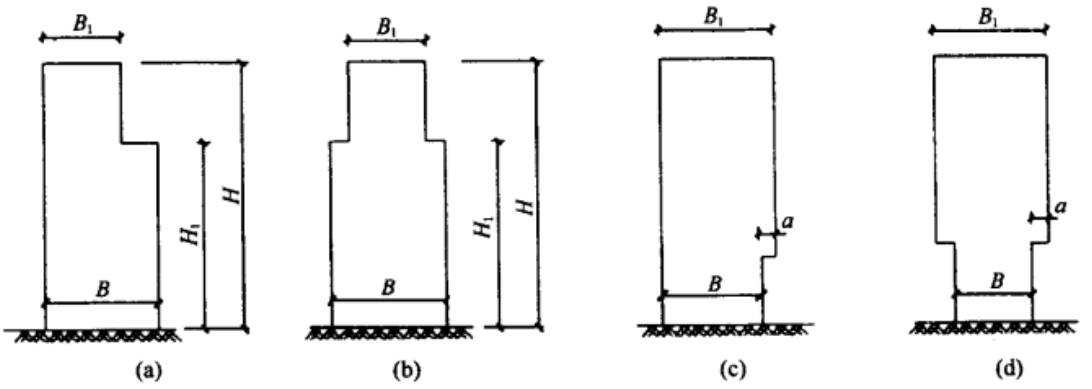


图 5.7 竖向外挑和内收

3. 防震缝的设置

设置防震缝，可以将不规则的建筑结构划分为若干较为简单、规则的结构，使其有利于抗震。但防震缝会给建筑立面处理、地下室防水处理等带来难度，而且在强震作用下防震缝两侧的相邻结构可能产生局部碰撞，造成震害。因此，应根据具体情况合理布置和设计防震缝。

首先，提倡少设防震缝。在可能的情况下，应尽可能通过合理选择结构类型、调整结构平、立面尺寸及布置，不设防震缝，同时采用合理的计算方法和有效的构造措施，以解决不设防震缝带来的不利影响。

当建筑物严重不规则、平面过长、有较大错层、不同部分的结构体系或地基条件有较大差异时，应考虑设置防震缝。

防震缝的最小宽度应符合下列要求：

(1) 框架结构房屋的防震缝宽度，当高度不超过 15m 时可取 70mm；超过 15m 时，6 度、7 度、8 度和 9 度相应每增加高度 5m、4m、3m 和 2m，宜加宽 70mm。

(2) 框架-抗震墙结构房屋和抗震墙结构房屋的防震缝宽度可分别采用上述对框架结构房屋规定数值的 70%和 50%，但均不宜小于 70mm。

(3) 防震缝两侧结构类型不同时，防震缝宽度按需要较宽防震缝的结构类型考虑，并按较低房屋高度确定缝宽。

(4) 相邻结构的基础有较大沉降差时，宜增大防震缝宽度。

防震缝应沿房屋上部结构的全高设置，并尽可能与伸缩缝、沉降缝合并考虑。可以结合沉降缝要求贯通到地基；当无沉降问题时也可只从基础(或地下室)以上贯通，基础或地下室可不设防震缝，但应加强构造和连接。

按 8 度、9 度设防的框架结构房屋防震缝两侧结构高度、刚度或层高相差较大时，可在缝两侧房屋的尽端沿全高设置垂直于防震缝的抗撞墙(见图 5.8)，以减少防震缝两侧结构在地震时碰撞的破坏。每一侧抗撞墙的数量不应少于两道，宜分别对称布置，墙肢长度可不大于一个柱距。框架和抗撞墙的内力应按考虑和不考虑抗撞墙两种情况分别进行

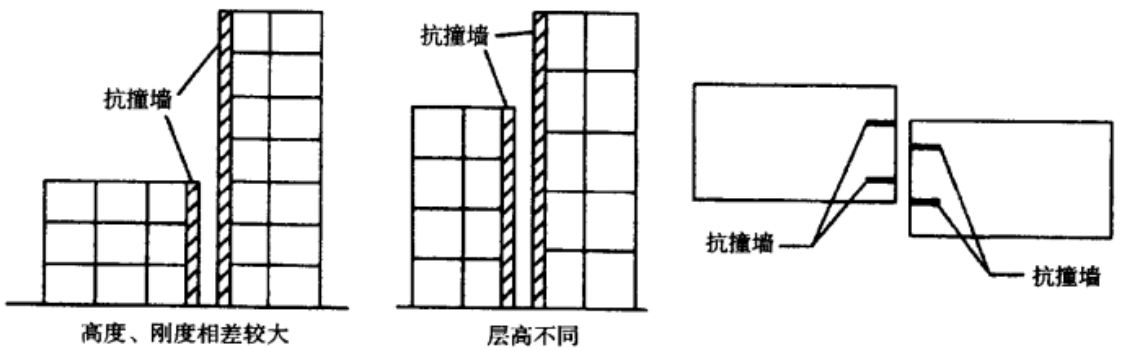


图 5.8 抗撞墙示意

分析，并按不利情况取值。防震缝两侧的抗撞墙端柱和框架边柱，箍筋应沿房屋全高加密。

5.2.4 一般性抗震措施

1. 对楼(屋)盖的要求

楼(屋)盖的刚度和整体性在抗震设计中具有重要作用。楼层水平地震作用是通过楼(屋)盖传递和分配到结构各抗侧力构件的。楼(屋)盖在其自身平面内的刚度应足够大，才能满足对水平地震作用进行这种传递和分配的要求，特别是才能符合一般计算模型采用的楼(屋)盖水平刚度无穷大的假定。为此，要求在框架-抗震墙结构和板柱-抗震墙结构中，抗震墙之间无大洞口的楼(屋)盖的最大长度(即抗震墙的最大间距)不宜超过表 5.8 中规定的限值；对有较大洞口的楼(屋)盖，其限值应适当减小；超过表中限值时需考虑楼盖平面内变形对水平地震作用分配的影响。

表 5.8 抗震墙的最大间距(m)

楼(屋)盖形式	抗震设防烈度		
	6 度、7 度	8 度	9 度
现浇、叠合梁板	4.0B (50m)	3.0B (40m)	2.0B (30m)
装配式、装配整体式楼盖	3.0B (40m)	2.5B (30m)	—
框支柱和板柱-抗震墙的现浇梁板	2.5	2.0	—

注：1) 表中 B 为楼(屋)盖宽度，单位为 m。

2) 高层建筑要同时满足表中括号内外两个限值的要求。

3) 装配式、装配整体式楼盖的现浇层应符合有关规范规程的抗震构造规定。

为保证楼(屋)盖的刚度，宜优先采用现浇楼(屋)盖结构，其次是装配整体式楼(屋)盖，最后才是装配式楼(屋)盖。

在如下情况下，应采用现浇楼(屋)盖结构：房屋高度超过 50m 的框架-抗震墙结构、筒体结构及复杂高层建筑结构；房屋顶层、结构转换层、平面复杂或开洞较大的楼层。

在如下情况下，宜采用现浇楼(屋)盖结构：房屋高度超过 50m 的框架结构、抗震墙结构；8 度、9 度时房屋高度不超过 50m 的框架-抗震墙结构。

在其他情况下，当采用装配整体式和装配式楼(屋)盖时，应采取措施保证其整体性及其与抗震墙的可靠连接。采用现浇钢筋混凝土面层加强时，现浇层厚度不小于 50mm。

2. 对框架结构的要求

为使结构在横向和纵向均具有较好的抗震能力，框架结构应设计为双向抗侧力体系，主体结构在两个方向上均不应采用铰接。高层建筑不宜采用单跨框架。

框架梁和柱的中线应尽可能重合在同一平面内，二者间的偏心距不超过柱宽的 1/4，以避免或减小对柱不利的扭转效应；超过此限值时，应进行具体分析并采取有效措施。

非承重墙体的材料、选型和布置，应根据烈度、房屋高度、建筑体型、结构层间变形、墙体自身抗侧性能的利用等因素，经综合分析后确定。非承重墙体应优先选用轻质墙体材料。墙体与主体结构应有可靠的拉结。砌体填充墙的设置应采取措施减少对主体结构的不利影响，避免使主体结构形成薄弱层或短柱，填充墙体宜与框架柱脱开或柔性连接。

框架结构体系不应采用部分由砌体墙承重的混合形式。如楼、电梯间及局部突出屋顶的部分，应采用框架承重。

3. 对抗震墙结构的要求

抗震墙应沿结构平面各主轴方向布置，形成双向（多向）抗侧力体系。同一方向的抗震墙宜拉通对直。抗震墙沿竖向应连续，不应中断。

单片抗震墙的长度不宜过长，以避免在水平地震作用下的剪切破坏。对较长的抗震墙，宜开设洞口设置弱连梁（洞口连梁的跨高比宜大于 6），将其分成较均匀的若干墙段，每一墙段可以是单片墙、小开口墙或联肢墙，各墙段的高宽比不应小于 2。墙肢截面高度不宜大于 8m。

抗震墙有较大洞口时，洞口位置宜上下对齐，形成明确的墙肢和连梁。

部分框支抗震墙结构的底部框支层是结构薄弱部位，应限制其刚度和承载力的过大削弱。因此，其框支层的楼层侧向刚度不应小于相邻非框支层的 50%；落地抗震墙的间距除符合表 5.8 中的要求外，还不宜大于 24m。框支层的平面布置宜对称，且宜设抗震筒体。

墙肢截面高度与厚度的比值为 5～8 的短肢墙抗震性能较差，高层抗震墙结构不应全部采用短肢墙。当短肢墙较多时，应布置筒体或截面高度与厚度的比值大于 8 的一般抗震墙体，与短肢墙共同形成抗侧力体系。

4. 对框架-抗震墙结构的要求

框架-抗震墙结构中的框架部分和抗震墙部分除应分别满足上述要求外，其关键问题是抗震墙的设置。

框架-抗震墙结构中的抗震墙应沿结构平面各主轴方向设置，使各方向侧向刚度接近，且纵、横向抗震墙宜连成 L 形、T 形和 [形等型式，互为翼缘；沿竖向宜贯通房屋全高。

布置抗震墙的位置时，除应遵循均匀对称的原则外，还应注意：宜尽量沿建筑平面的周边布置，以提高结构抗扭能力（但当房屋纵向较长时，为减少温度效应等不利影响，纵向抗震墙不宜设在端开间）；宜在楼、电梯间和平面变化较大处布置，以加强薄弱和应力集中部位；宜在竖向荷载较大处布置，以尽可能避免在水平地震作用时墙体出现轴向拉力（同时也避免了这些位置采用柱承重时，柱截面过大）；宜适当增多抗震墙的片数，每片墙的刚度不要太大（单片墙在底部承担的水平地震剪力不宜超过结构底部总剪力的 40%），不要使少数一两片墙承担大部分地震作用。

抗震墙和柱的中线应尽可能重合，二者间的偏心距不宜超过柱宽的 1/4。

5. 对基础结构的要求

基础设计应根据上部结构和地质状况进行，选择与之相适应的基础形式，使其具有足够的承载能力承受上部结构的重力荷载和地震作用，并与地基一起保证上部结构的良好嵌固、抗倾覆能力和整体工作性能。高层建筑宜采用筏形基础，必要时可采用箱形基础以增强结构的整体性与稳定性；当地质条件好、荷载较小且能满足地基承载力和变形要求时，也可采用交叉梁基础或其他基础形式；地基承载力或变形不能满足要求时，可采用桩基，桩基承台之间设基础系梁。单独柱基适用于地基土质较好、层数不多的框架结构，单独柱基之间有时也需要按规范要求设置基础系梁。框架-抗震墙结构和部分框支抗震墙结构的抗震墙基础，应有良好的整体性和抗转动能力。

基础埋深应根据地基土质、地震烈度及建筑物的体型和高度等条件来确定。根据具体情况，基础埋深可采用地面以上的房屋总高度的 1/18～1/15。

为了保证在地震作用下基础的抗倾覆能力，高宽比大于 4 的高层建筑基础底面不宜出现零应力区，高宽比不大于 4 的高层建筑基础底面的零应力区面积不宜超过基础底面面积的 15%。

地下室顶板作为上部结构嵌固部位时，地下室层数不宜少于两层，地下室顶板不宜有较大洞口，地下室结构应能承受上部结构屈服超强及地下室本身的地震作用。

6. 钢筋的锚固与连接

地震作用在结构构件中引起方向反复变化的内力，使钢筋应力拉压交替，与混凝土之间的黏结锚固作用发生退化。因此，抗震设计时钢筋的锚固长度应比非抗震设计有所增加，其方法是，在非抗震设计的基本锚固长度 l_a 基础上乘以修正系数作为抗震锚固长度 l_{aE}。即

$$l_{aE} = \eta l_a \tag{5.1}$$

式中 η——抗震锚固长度的修正系数，对一、二、三、四级抗震等级分别取 1.15、1.15、1.05、1.0。

纵向受力钢筋的连接可以分为两类：①绑扎搭接；②机械连接或焊接。连接接头的位置除应满足非抗震设计中的要求外，还宜避开梁柱的箍筋加密区；当无法避开时，应采用满足等强度要求的高质量机械连接接头，且接头面积百分率不应超过 50%。

采用绑扎搭接时，纵向受拉钢筋搭接长度 l_{lE} 为

$$l_{lE} = \zeta l_{aE} \tag{5.2}$$

式中 ζ——纵向受拉钢筋搭接长度修正系数，其取值与非抗震设计相同。

在搭接长度范围内应加强箍筋约束，其箍筋直径不应小于搭接钢筋较大直径的 1/4，间距不应大于搭接钢筋较小直径的 5 倍及 100mm。

箍筋的末端应做成 135°弯钩，弯钩端头平直段长度不应小于箍筋直径的 10 倍，以防

止箍筋崩开，保证其对纵筋和混凝土的约束作用。

5.2.5 结构材料

为保证结构构件在地震作用下有必要的承载力和延性，对按抗震设计的混凝土结构的材料，比非抗震设计有更严格的要求。

混凝土的强度等级，框支梁、框支柱及抗震等级为一级的框架梁、柱、节点核心区，不应低于 C30；其他各类构件不应低于 C20。并且在 8 度和 9 度时分别不宜超过 C70 和 C60。

普通钢筋宜优先采用延性、韧性和可焊性较好的钢筋。普通钢筋的强度等级，纵向受力钢筋宜采用 HRB400 级和 HRB335 级热轧钢筋；箍筋宜采用 HRB335、HRB400 级和 HPB235 热轧钢筋。对一、二级抗震等级的框架结构，其普通纵向受力钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于 1.25；屈服强度实测值与强度标准值的比值不应大于 1.3。

5.3 框架结构的抗震设计

钢筋混凝土框架结构抗震设计应按抗震规范要求采用两阶段设计方法(见第一章)。其具体内容和步骤，依抗震重要性类别、地震作用(包括设防烈度和场地类别)、结构体系和布置及抗震等级等方面的不同而有所差别。在一般情况下，第一阶段设计首先是确定符合抗震设计原则的结构方案与布置，然后视具体情况作多遇地震下的地震作用计算、变形验算、内力分析和内力组合，最后是构件抗震设计计算及抗震构造措施；必要时要进行第二阶段设计，即罕遇地震下薄弱层的弹塑性变形验算。关于框架结构抗震设计在结构方案与布置方面的主要要求，见 5.2 节中的各项规定，本节介绍结构方案及布置确定之后的抗震设计内容。

在结构抗震计算方面，这里做两点说明：

(1) 关于计算手段。

在进行抗震设计计算时，作为计算手段，在工程上可采用电算或手算。电算方法目前已普及于我国工程界，并有不同的设计软件，成为进行抗震设计的强有力的工具。利用电算进行抗震设计时要特别注意的是：计算模型的建立(包括必要的简化处理)应符合结构的实际工作状况，其计算结果应经分析判断确认其合理、有效后，方可用于工程设计。本章主要涉及只需考虑水平地震作用影响时手算计算的有关内容，并按照一般的工作程序介绍设计方法。

(2) 关于水平地震作用下结构计算的一般简化假定。

实际结构是空间受力体系。但对于框架结构、抗震墙结构和框架-抗震墙结构而言，一

般可以简化为平面结构处理，使计算大为简化。为此做了两条简化假定：

1）一榀框架或一片抗震墙体只抵抗自身平面内的侧向力，而平面外刚度很小、可以忽略，成为平面抗侧力结构。

2）各平面抗侧力结构之间通过楼（屋）盖联系而协同工作，楼（屋）盖在自身平面内刚度假设为无穷大，而平面外刚度可以忽略。

还需要注意的是，这里给出的手算方法的计算对象假定是质量中心和刚度中心接近重合的结构，因此不考虑整体扭转效应。

5.3.1 多遇地震下的水平地震作用计算及变形验算

基于反应谱理论的水平地震作用计算方法主要有振型分解反应谱法及其简化后的底部剪力法，在第三章中已有详细论述。应特别注意根据结构的具体情况，按照第三章及规范要求的使用范围正确选择计算方法。

对于高度不超过 40m、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的框架，水平地震作用计算可采用底部剪力法。

一般情况下，可沿结构平面两个主轴方向，分别考虑水平地震作用并进行抗震验算，各方向的水平地震作用全部由该方向的抗侧力结构承担。

1. 计算简图

抗震计算，应取以防震缝所划分的结构单元作为计算单元，将结构重力荷载代表值分别集中在各层楼、屋盖处，简化为底端嵌固的多质点悬臂杆，得到如图 5.9 所示的计算简图。其中，集中在第 i 层楼盖处的重力荷载代表值 G_i，包括以该楼层为中心上下各半层范围内的建筑物自重标准值及作用在该层楼面上的可变荷载组合值之和，可变荷载组合值系数的取值见第三章。第 i 层的刚度取该层所有柱子的抗侧移刚度之总和 $\sum D_i$。底部固定端应视具体情况取为基础顶面或地下室顶板。

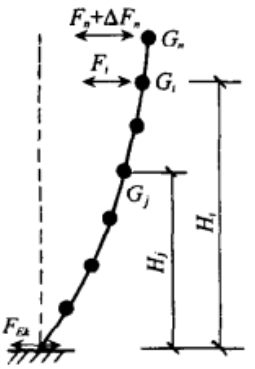


图 5.9 计算简图

2. 结构自振周期

采用底部剪力法时，可采用近似计算法或经验公式法计算框架结构基本自振周期 T_1。

常用的近似计算法有顶点位移法和能量法。应根据第三章中给出的公式和适用条件，结合上述计算简图计算。在使用顶点位移法时需要注意，对于有局部突出屋面的屋顶间的结构，式(3.98)等顶点位移法公式中的结构顶点假想弹性位移 Δ 是指主体结构顶点处的位移。

经验公式法是采用实测统计得到经验公式，粗略估算结构的基本周期。

对于高度低于 25m 且有较多填充墙的办公楼、旅馆，可按下式估算：

$$T_1 = 0.22 + 0.35\frac{H}{\sqrt[3]{B}}$$

式中 H——房屋总高度；

B——房屋所考虑方向的宽度。

还可只按房屋总层数 N 作粗略估计：

$$T_1 = (0.08 \sim 0.10)\,N$$

3. 多遇地震作用下的水平地震作用

由底部剪力法计算框架结构在多遇地震下的水平地震作用，应按照第三章给出的计算方法，采用多遇地震时相应于结构基本周期 T_1 的水平地震影响系数 α_1（相应的 α_{max} 见表 3.2），依次分别计算出框架总水平地震作用标准值 F_{Ek}、各层水平地震作用标准值 F_i，以及当 $T_1 > T_g$ 时要考虑的主体结构顶层附加水平地震作用标准值 ΔF_n。

4. 楼层地震剪力

求出各层的水平地震作用标准值 F_i 和主体结构顶层附加水平地震作用 ΔF_n 后，就可计算出框架的楼层地震剪力。对于有 n 层的框架，第 i 层水平地震剪力标准值 V_i 为

$$V_i = \sum_{j=i}^{n} F_j + \Delta F_n \tag{5.3}$$

这里需要注意的是，抗震验算时，任一楼层的水平地震剪力应符合式(3.114)的楼层最小地震剪力要求，即

$$V_{Eki} > \lambda \sum_{j=i}^{n} G_j \tag{3.114}$$

式中的 V_{Eki} 就是 V_i。当不满足时，应按此要求对楼层剪力值进行调整。

对于结构有局部突出屋面的情况（如屋顶间、女儿墙、烟囱等），应选择采用如下方法之一来考虑这些部位地震作用放大（即鞭端效应）的不利影响：①抗震规范规定，宜将这些部位的地震作用效应乘以增大系数 3；②对于高层建筑，高层规程规定，屋顶间宜作为一个质点参加水平地震作用计算，并将求得的屋顶间水平地震作用标准值乘以增大系数 β_n 后计算该部位的地震作用效应（β_n 值可按表 5.9 采用）。需要注意的是，这两种放大地震作用效应的处理方法都只用于局部突出部分及其与之直接相连的主体结构构件的设计计算、验算，水平地震作用的增大部分不应往下传递，不同于主体结构顶层附加水平地震作用 ΔF_n。

表 5.9　突出屋面房屋地震作用增大系数β_n

结构基本自振周 T_1/s	K_n/K G_n/G	0.001	0.01	0.05	0.1
0.25	0.01	2.0	1.6	1.5	1.5
	0.05	1.9	1.8	1.6	1.6
	0.10	1.9	1.8	1.6	1.5
0.50	0.01	2.6	1.9	1.7	1.7
	0.05	2.1	2.4	1.8	1.8
	0.10	2.2	2.4	2.0	1.8
0.75	0.01	3.6	2.3	2.2	2.2
	0.05	2.7	3.4	2.5	2.3
	0.10	2.2	3.3	2.5	2.3
1.00	0.01	4.8	2.9	2.7	2.7
	0.05	3.6	4.3	2.9	2.7
	0.10	2.4	4.1	3.2	3.0
1.50	0.01	6.6	3.9	3.5	3.5
	0.05	3.7	5.8	3.8	3.6
	0.10	2.4	5.6	4.2	3.7

注：K_n、G_n分别为突出屋面房屋的侧向刚度和重力荷载代表值；K、G 分别为主体结构层侧向刚度和重力荷载代表值，可取各层平均值。楼层侧向刚度可由楼层剪力除以层间位移计算。

5. 多遇地震下的框架弹性变形验算

抗震设计要求框架结构在多遇地震下主体结构保持在弹性阶段工作，不受损坏，非结构构件（如：填充墙、内外装修等）不发生破坏。因此应进行抗震变形验算，对其层间位移加以限制。

框架结构在多遇地震下的变形验算，应满足如下要求：

$$\Delta u_e \leqslant [\theta_e]h \tag{5.4}$$

式中　$[\theta_e]$——弹性层间位移角限值，按表 3.14 采用，对钢筋混凝土框架，一般取 1/550；

h——层高；

Δu_e——多遇地震作用标准值产生的楼层层间最大弹性位移，对于钢筋混凝土框架结构，可用下式求出第 i 层的层间最大弹性位移：

$$\Delta u_e = \frac{V_i}{\sum D_i} \tag{5.5}$$

其中　V_i、$\sum D_i$——分别为第 i 层水平地震剪力标准值[由式(5.3)求出]和该层所有柱的抗侧移刚度之总和。

5.3.2 多遇地震下的框架内力计算

当框架层间弹性位移满足上述验算要求以后，应进行多遇水平地震作用下的框架内力分析。

用手算方法计算框架内力时，框架结构的水平地震作用一般都简化为作用在框架梁柱节点处的水平力，且假定同一楼层各柱柱端的侧移相等（忽略框架梁的轴向变形）。因此，常采用反弯点法或 D 值法（改进反弯点法）。其计算步骤为：将楼层地震剪力按各柱的刚度分配给各柱；确定各柱的反弯点位置；计算各柱柱端弯矩；计算梁端弯矩；计算梁剪力、柱轴力。

1. 反弯点法

反弯点法计算比较简单，可用于梁柱线刚度比 K_b/K_c 大于 3 且层数不多的框架。

反弯点法的主要计算假定为：忽略梁柱的轴向变形，梁刚度无限大，节点不发生转动，各层柱（除底层外）的反弯点均位于柱高的中点，底层柱的反弯点位于距柱底嵌固端 2/3 柱高处。

(1) 框架柱剪力分配。

按照反弯点法的假定，各层柱的侧移刚度 d 等于柱上下两端仅有相对的单位层间侧移而无转角时的柱剪力。因此，由结构力学可知：

$$d = \frac{12K_c}{h^2} \tag{5.6}$$

式中 K_c——柱线刚度，$K_c=\dfrac{E_cI_c}{h}$，E_c 和 I_c 分别为柱的混凝土弹性模量和截面惯性矩；

h——柱高度（层高）。

由式(5.3)求出的第 i 层层间地震总剪力 V_i 应按该层各柱的侧移刚度 d_{ik} 分配到各柱。设该层柱总数为 m，则第 j 柱所分得的剪力 V_{ij} 为

$$V_{ij} = \frac{d_{ij}}{\sum_{k=1}^{m} d_{ik}} V_i \tag{5.7}$$

(2) 柱端弯矩计算。

反弯点法的计算假定已给出了柱的反弯点位置，因此求出柱剪力 V_{ij} 后可直接计算各柱上下段的弯矩。即：

底层柱：

$$\text{上端弯矩} \qquad M_c^t = V_{1j}h_1/3 \tag{5.8a}$$

$$\text{下端弯矩} \qquad M_c^b = 2V_{1j}h_1/3 \tag{5.8b}$$

其余各层柱：

$$\text{上下端弯矩} \qquad M_c^t = M_c^b = V_{ij}h_i/2 \tag{5.8c}$$

(3) 梁端弯矩及梁剪力、柱轴力计算。

梁端弯矩计算，是按节点弯矩平衡条件，将节点上、下柱端弯矩之和按左、右梁的线刚度之比分配到左、右梁端(图 5.10)。即

$$M_b^L = \frac{K_1}{K_1 + K_2}(M_c^u + M_c^l) \tag{5.9a}$$

$$M_b^R = \frac{K_2}{K_1 + K_2}(M_c^u + M_c^l) \tag{5.9b}$$

梁剪力计算，是按梁的力矩平衡条件求得(图 5.11)。即：

$$V_b = \frac{M_b^l + M_b^r}{l} \tag{5.10}$$

柱轴力计算，是按柱轴力与该柱以上所有各层相邻梁端剪力沿竖向平衡的条件求得。

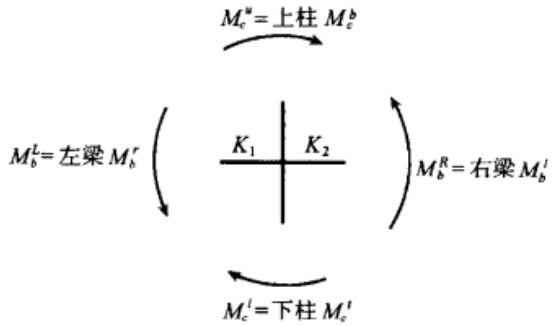


图 5.10　梁端弯矩计算

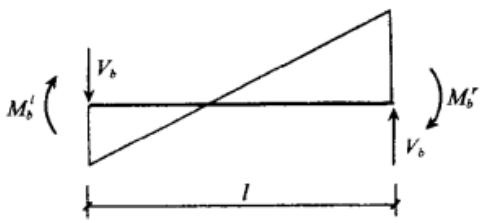


图 5.11　梁端剪力计算

2. *D* 值法

D 值法是改进的反弯点法，比反弯点法更准确，因而广泛地用于框架在水平地震作用下的计算。

D 值法在反弯点法计算假定的基础上做了两点修正，即：考虑了节点转动对柱侧移刚度的影响，考虑了柱反弯点位置的变化。

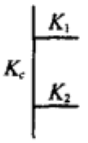
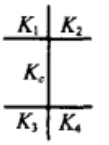
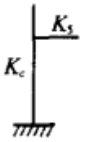
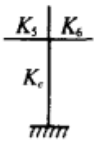
(1) 框架柱 *D* 值计算及剪力分配。

为了减小反弯点法假定梁刚度无限大、节点不发生转动所造成的误差，*D* 值法在计算柱侧移刚度时考虑节点转动的影响，对式(5.6)做了修正。修正后的柱侧移刚度称为 *D* 值，其计算公式为

$$D = \alpha \frac{12K_c}{h^2} \tag{5.11}$$

式中　α——节点转动影响系数，按表 5.10 中的公式计算。

表 5.10　节点转动影响系数α

层	边　柱	中　柱	α
一般层	 $\overline{K}=\frac{K_1+K_2}{2K_c}$	 $\overline{K}=\frac{K_1+K_2+K_3+K_4}{2K_c}$	$\alpha=\frac{\overline{K}}{2+\overline{K}}$
底层	 $\overline{K}=\frac{K_5}{K_c}$	 $\overline{K}=\frac{K_5+K_6}{K_c}$	$\alpha=\frac{0.5+\overline{K}}{2+\overline{K}}$

在计算梁柱平均线刚度比 $\overline{K}$ 时，柱线刚度 $K_c=\frac{E_cI_c}{h}$（E_c 和 I_c 分别为柱的混凝土弹性模量和惯性矩，h 为柱高度）；梁线刚度 $K_b=\frac{E_bI_b}{l}$（E_b 和 I_b 分别为梁的混凝土弹性模量和惯性矩，l 为梁跨度），当采用现浇整体式或装配整体式楼盖时，宜考虑楼板作为梁的翼缘参加工作对梁刚度的贡献，即采用表 5.11 中的梁截面折算惯性矩 I_b。

表 5.11　框架梁截面折算惯性矩 I_b

结构类型	中框架	边框架
现浇整体式楼盖	$I_b=2I_0$	$I_b=1.5I_0$
装配整体式楼盖	$I_b=1.5I_0$	$I_b=1.2I_0$

注：I_0 为框架梁矩形截面惯性矩。

引进 D 值后，层间地震总剪力应按该层各柱的 D 值分配到各柱。即：在层间剪力 V_i 作用下，该层第 j 柱所分得的剪力 V_{ij} 为

$$V_{ij}=\frac{D_{ij}}{\sum_{k=1}^{m}D_{ik}}V_i \tag{5.12}$$

(2) 柱反弯点高度的确定。

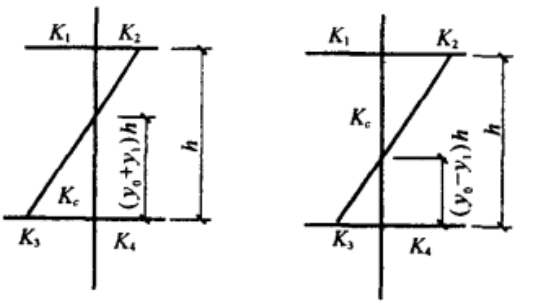
D 值法确定柱反弯点高度的基本思路是：先根据水平荷载的形式、框架总层数和柱所在层数、梁柱平均线刚度比确定柱的标准反弯点高度；再以此为基础，考虑由于柱上下层梁线刚度以及上下层层高的变化等因素的影响，对反弯点高度加以修正。最终采用下式确定各层柱的反弯点高度（即柱底至反弯点的高度）yh：

$$yh=(y_0+y_1+y_2+y_3)h \tag{5.13}$$

式中　y——D 值法的反弯点高度比。

y_0——标准反弯点高度比，根据水平荷载的形式，查附录Ⅲ中的表确定。

y_1——考虑与柱相邻的上下横梁刚度不同时对反弯点高度比的修正系数，查附录Ⅲ中的表确定。查此表时需注意的是(对照图 5.12)，当上横梁线刚度较小(即 $K_1+K_2<K_3+K_4$)时，令 $\alpha_1=\dfrac{K_1+K_2}{K_3+K_4}$，此时反弯点向上移动，故查表得到的 y_1 应取正值；当下横梁线刚度较小(即 $K_1+K_2>K_3+K_4$)时，令 $\alpha_1=\dfrac{K_3+K_4}{K_1+K_2}$，此时反弯点向下移动，查表得到的 y_1 应取负值。首层柱不考虑 y_1。



(a)　(b)

图 5.12　上下横梁刚度不同时柱反弯点高度的变化

y_2——考虑相邻上层层高 h_u 与本层层高 h 不同时的反弯点高度比修正系数，查附录Ⅲ中的表确定。表中系数 $\alpha_2=\dfrac{h_u}{h}$。

y_3——考虑相邻下层层高 h_l 与本层层高 h 不同时的反弯点高度比修正系数，查附录Ⅲ中的表确定。表中系数 $\alpha_3=\dfrac{h_l}{h}$。

(3) 柱端弯矩计算。

由上述求出的柱剪力 V_{ij}和反弯点高度 yh 即可求出柱上下端弯矩。

上端弯矩：

$$M_c^t = V_{ij}(1-y)h \tag{5.14a}$$

下端弯矩：

$$M_c^b = V_{ij}\,yh \tag{5.14b}$$

(4)梁端弯矩及梁剪力、柱轴力计算。

与反弯点法相同。

5.3.3　竖向荷载下的框架内力计算

竖向荷载下的框架内力可采用分层计算法进行近似计算。

分层计算法的计算假定是：忽略竖向荷载作用下的框架侧移，忽略作用于每一层框架梁的竖向荷载对其他各层梁的影响。其计算步骤是：先将 n 层框架拆成 n 个计算单元，每个计算单元仅由一层梁和与之相邻的上下柱组成，且只承受该层梁的竖向荷载，上下柱的远端均近似按固定端考虑。然后采用弯矩分配法计算各单元的弯矩图。由于除底层柱的下端外，其余各层柱的柱端都不是固定端，而是弹性支承，为减小误差，在计算中，将除底层柱外其余各层柱的线刚度均乘以折减系数 0.9，并将柱的弯矩传递系数由 1/2 改为 1/3；底层柱不作此修正。最后将求出的各单元弯矩图叠加成框架弯矩图，对叠加后各节点

处的不平衡弯矩，可再分配一次，但不再传递。一旦求出弯矩，即可用结构力学的方法确定框架结构的其他内力。

在竖向荷载下，可以考虑塑性内力重分布，进行弯矩调幅，降低梁端负弯矩。对于现浇框架，调幅系数可取 0.8～0.9；装配整体式框架，可取 0.7～0.8。梁端负弯矩降低后，跨中弯矩要相应增加，即：将调幅后的梁端弯矩与简支梁弯矩图叠加，可得到梁的跨中弯矩。为保证跨中下部钢筋不至于过少，跨中弯矩不应小于简支梁跨中弯矩的 50%。

关于竖向活荷载的布置，对于活荷载不很大的情况（如一般民用建筑），由于活荷载的不利布置对结构内力影响不大，可只按满布活荷载进行内力分析，以利简化计算，此时，梁的跨中弯矩可根据具体情况，乘以 1.1～1.2 的放大系数。

5.3.4 内力组合

通过内力分析，得到了结构在不同荷载单独作用下的内力标准值。然后，应进行组合，求出结构构件的内力组合设计值，以便按可能出现的最不利情况进行截面设计。对于有抗震设防要求的结构，一般应考虑如下两种基本组合。

(1)有地震作用时的内力基本组合。

按第一水准抗震设防进行结构构件承载力验算时，结构除多遇地震作用外，同时还受到其他荷载的作用，应按第三章中规定的原则确定参与组合的荷载项及分项系数取值，并按式(3.115)计算内力组合设计值。

对于钢筋混凝土框架结构，当符合只考虑水平地震作用和重力荷载代表值参与组合的情况时，其内力组合设计值 S 为

$$S = \gamma_{GE} S_{GE} + 1.3 S_{Ehk} \tag{5.15}$$

式中 S_{GE}——由重力荷载代表值计算的内力；

S_{Ehk}——由水平地震作用标准值计算的内力；

γ_{GE}——重力荷载分项系数，即式(3.115)中的 γ_G。一般情况下取 1.2，当重力荷载效应对构件承载力有利时，不应大于 1.0。

(2)无地震作用时的内力基本组合。

无地震作用时，应考虑在正常荷载（包括全部永久荷载和可变荷载）作用下的基本组合，其内力组合设计值 S 为

$$S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_Q S_{Qk} \tag{5.16}$$

式中 S_{Gk}——由永久荷载标准值计算的内力；

S_{Qk}——由可变荷载标准值计算的内力；

γ_G——永久荷载分项系数，当永久荷载效应对构件不利时，对由可变荷载效应控制的组合，应取 1.2，对由永久荷载效应控制的组合，应取 1.35，当永久荷载效应对构件有利时，不应大于 1.0；

γ_Q——可变荷载分项系数，一般取 1.4。

下面以多层框架梁柱为例，说明内力组合方法。需要注意，在进行有地震作用的组合计算时，均应考虑地震作用自左向右和自右向左两种情况。

(1) 框架梁的内力组合设计值。

框架梁端一般是在考虑地震作用的组合时发生最不利的组合内力，而跨间正弯矩则是在考虑和不考虑地震作用的组合时均有可能发生最不利的组合内力。因此，应考虑的内力组合设计值为：

梁端负弯矩设计值($\gamma_{GE}=1.2$)：

$$-M=-(1.2M_{GE}+1.3M_{Ehk})$$

梁端正弯矩设计值(重力荷载效应往往有利，$\gamma_{GE}=1.0$)：

$$+M=1.3M_{Ehk}-1.0M_{GE}$$

梁端剪力设计值($\gamma_{GE}=1.2$)：

$$V=1.2V_{GE}+1.3V_{Ehk}$$

跨间正弯矩设计值，应比较：

$$+M=\gamma_G M_{G中k}+\gamma_Q M_{Q中k}, \qquad +M=M_{EGE}$$

式中 M_{GE}、V_{GE}——重力荷载代表值作用下的梁端弯矩和剪力；

M_{Ehk}、V_{Ehk}——水平地震作用下的梁端弯矩和剪力标准值；

$M_{G中k}$、$M_{Q中k}$——永久荷载、可变荷载作用下梁跨间最大正弯矩标准值；

M_{EGE}——水平地震作用和重力荷载代表值共同作用下梁跨间最大正弯矩组合设计值。

M_{EGE}的计算可采用图 5.13 所示意的方法。在图 5.13 框架梁隔离体图中，梁上重力荷载为均布荷载 q，地震作用方向自左向右，梁 A、B 端在水平地震作用和重力荷载代表值作用下的弯矩设计值分别为 M_{EA}、M_{GA}和 M_{EB}、M_{GB}，A 支座处的支反力为 R_A。由此可写出距离 A 支座为 x 处的梁截面正弯矩 M_x 为

$$M_x = R_A x - \frac{qx^2}{2} - M_{GA} + M_{EA}$$

根据极值条件 $dM_x/dx=0$，可求出跨间最大正弯矩的位置与 A 支座的距离应为 $x=RA/q$。将其代入上式即可得到

$$M_{EGE} = \frac{R_A^2}{2q} - M_{GA} + M_{EA}$$

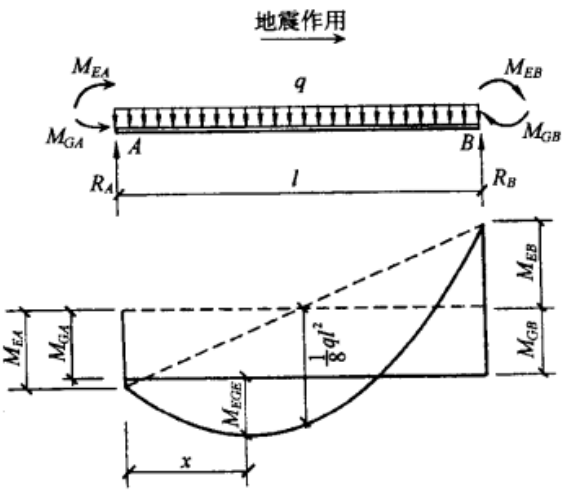


图 5.13 框架梁地震作用组合跨间最大正弯矩计算示意

(2) 框架柱的内力组合设计值。

当框架柱在竖向荷载(永久荷载和可变荷载)作用下仅沿结构某一主轴方向偏心受压，且所考虑的水平地震作用方向也与此方向平行时，框架柱沿此方向单向偏心受压。应

考虑的内力组合设计值为(设此方向为 x 方向)：

无地震作用的组合：

$$M_x = 1.2M_{xGk} + 1.4M_{xQk}$$
$$N = 1.2N_{Gk} + 1.4N_{Qk}$$

有地震作用的组合：

$$M_x = 1.2M_{xGE} + 1.3M_{xEhk}$$
$$N = 1.2N_{GE} + 1.3N_{Ehk}$$

式中 N_{GE}、N_{Ehk}——重力荷载代表值作用下、水平地震作用下的柱轴力标准值；

N_{Gk}、N_{Qk}——永久荷载、可变荷载作用下的柱轴力标准值。

当框架柱在竖向荷载(永久荷载和可变荷载)作用下沿结构两个主轴方向均为偏心受压，或仅沿某一主轴方向偏心受压、但所考虑的水平地震作用沿另一主轴方向时，则框架柱处于双向偏心受压，应考虑的内力组合设计值为(设水平地震作用方向为 x 方向)：

无地震作用的组合：

$$M_x = 1.2M_{xGk} + 1.4M_{xQk}$$
$$M_y = 1.2M_{yGk} + 1.4M_{yQk}$$
$$N = 1.2N_{Gk} + 1.4N_{Qk}$$

有地震作用的组合：

$$M_x = 1.2M_{xGE} + 1.3M_{xEhk}$$
$$M_y = 1.2M_{yGE}$$
$$N = 1.2N_{GE} + 1.3N_{Ehk}$$

5.3.5 框架梁柱和节点的抗震设计计算与验算

在内力组合的基础上，要进行构件的抗震设计。对于抗震等级为一、二、三级的框架，进行考虑地震作用组合的框架梁柱截面抗震验算时，一般不直接用按上述方法得到的地震作用组合内力作为内力设计值，而还需要进行一定的内力调整；对于一、二级框架，还应进行节点核心区抗震验算。

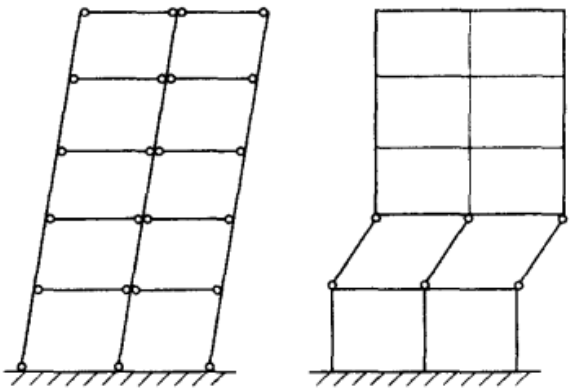
本节首先结合框架结构构件抗震设计，阐述关系到结构抗震性能的一些重要原则；然后介绍对梁柱杆件的内力调整和截面抗震验算，最后是节点核心区的抗震验算。

1. 结构的合理破坏机制及有关原则

(1) 结构破坏机制和强柱弱梁原则。

框架结构在水平地震作用下的破坏机制可以分为两大类型：总体机制和楼层机制(见图 5.14)。所谓总体机制，也称“梁铰型”的破坏机制，是指当框架柱端的抗弯承载力大于框架梁端的抗弯承载力(简称“强柱弱梁”)时，地震时各层框架梁端首先屈服，梁端塑性铰

的转动耗散大量地震能量，而各层柱在较长时间里基本处于弹性状态，最后才在底层柱根部出现塑性铰，形成整体的机动体系。楼层机制，也称“柱铰型”的破坏机制，是指当框架梁端的抗弯承载力大于框架柱端的抗弯承载力（简称“强梁弱柱”）时，地震时梁端处于弹性状态，框架柱端屈服，并导致某一楼层屈服，形成机动体系。两者相比较，显然总体机制的抗震性能好，是一种较理想的破坏机制。因此，合理的抗震设计应符合强柱弱梁原则，避免强梁弱柱。



(a) 总体机制　　(b) 楼层机制

图 5.14　框架的两类破坏机制

（2）强剪弱弯原则。

钢筋混凝土框架梁、柱以及抗震墙可以发生弯曲破坏，也可以发生剪切破坏。配筋适中的弯曲破坏属于延性破坏，可以使结构构件能在维持较高承载能力的前提下，具有较大的变形和耗能能力，有利于抗震。剪切破坏属于脆性破坏性质，破坏突然，使结构构件承载能力迅速下降，变形和耗能能力差，应避免。为此，在构件设计时应加强这些构件的抗剪能力，特别是在可能出现塑性铰的部位（如：梁端、柱端、抗震墙底部等），要使其抗剪承载力大于抗弯承载力（即所谓“强剪弱弯”），防止地震时构件在受弯屈服前发生剪切破坏。

（3）强节点和强锚固的原则。

框架梁柱杆件在节点处连接成整体，因此节点是保证框架有效地抵御地震作用的关键部位。节点的破坏是脆性破坏，变形能力极差，且同时使交于节点的杆件失效，严重时会导致框架由于丧失整体性而倒塌，对抗震非常不利。另外，节点破坏后的修复也比较困难。所以，要使节点有足够的承载能力，节点的破坏不先于其连接的构件（梁柱）的破坏。为此，要求设计时，应使节点的承载力不低于梁柱的承载力（即所谓“强节点弱杆件”的概念）。

此外，钢筋锚固失效使构件不能发挥预定的承载能力，危害极大，而且是一种脆性破坏；地震的反复作用又导致钢筋和混凝土之间的黏结作用退化。因此，在抗震设计中应采取措施加强锚固。

2. 框架梁柱地震作用组合内力的调整

(1) 根据“强柱弱梁”原则的调整。

“强柱弱梁”原则的设计要求是，使框架柱端的抗弯承载力大于框架梁端的抗弯承载力。为实现此原则而进行内力调整的方法是：人为地将同一节点处柱端在地震作用组合下的弯矩设计值调整为略大于梁端的弯矩设计值或抗弯能力。具体要求有：

1) 一、二、三级框架的梁柱节点处，除框架顶层和柱轴压比小于 0.15 者及框支梁与框支柱的节点外，柱端组合的弯矩设计值一般应符合下式要求：

$$\sum M_c = \eta_c \sum M_b \tag{5.17}$$

9 度和一级框架结构尚应符合

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_{bua} \tag{5.18}$$

式中 $\sum M_c$——节点上下柱端截面顺时针或反时针方向组合的弯矩设计值之和。上下柱端的弯矩设计值，一般情况可按弹性分析分配。

$\sum M_b$——节点左右梁端截面反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值之和。一级框架节点左右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零。

$\sum M_{bua}$——节点左右梁端截面反时针或顺时针方向根据实配钢筋面积(考虑受压筋)和材料强度标准值计算的抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和。

η_c——柱端弯矩增大系数，一级为 1.4，二级为 1.2，三级为 1.1。当反弯点不在柱的层高范围内时，柱端的弯矩设计值可直接乘以此系数。

2) 一、二、三级框架结构的底层柱下端截面组合的弯矩设计值，应分别乘以增大系数 1.5、1.25 和 1.15。底层柱纵向钢筋宜按上下端的不利情况配置。此处底层指无地下室的基础以上或地下室以上的首层。

3) 一、二、三级框架结构的角柱，调整后的弯矩设计值尚应乘以不小于 1.10 的增大系数。

(2) 根据“强剪弱弯”原则的调整。

“强剪弱弯”的设计原则是，使框架梁和柱的抗剪承载力大于抗弯承载力。为实现此原则而进行内力调整的方法是：人为地将同一杆件在地震作用组合下的剪力设计值调整为略大于按杆端弯矩设计值(或实际抗弯承载力)及梁上荷载反算出的剪力值。具体要求是：

1) 梁剪力设计值的调整。

一、二、三级的框架梁和抗震墙中跨高比大于 2.5 的连梁，其梁端组合剪力设计值 V_b 应按下式确定：

$$V_b = \frac{\eta_{vb}(M_b^l + M_b^r)}{l_n} + V_{Gb} \tag{5.19}$$

9 度时和一级框架结构尚应符合

$$V_b = \frac{1.1(M_{bua}^l + M_{bua}^r)}{l_n} + V_{Gb} \tag{5.20}$$

式中 l_n——梁的净跨；

V_{Gb}——梁在重力荷载代表值(9 度时高层建筑还应包括竖向地震作用标准值)作用下，按简支梁分析的梁端截面剪力设计值；

M_b^l、M_b^r——分别为梁左右端反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值，一级框架当两端弯矩均为负弯矩时，绝对值较小一端的弯矩取零；

M_{bua}^l、M_{bua}^r——分别为梁左右端反时针或顺时针方向根据实配钢筋面积(考虑受压筋)和材料强度标准值计算的抗震受弯承载力所对应的弯矩值；

η_{vb}——梁端剪力增大系数，一级为 1.3，二级为 1.2，三级为 1.1。

2) 柱剪力设计值的调整。

①一、二、三级的框架柱和框支柱组合剪力设计值 V_c 一般应按下式确定：

$$V_c = \frac{\eta_{vc}(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \tag{5.21}$$

9 度时和一级框架结构尚应符合

$$V_c = \frac{1.2(M_{cua}^t + M_{cua}^b)}{H_n} \tag{5.22}$$

式中 H_n——柱的净高；

M_c^t M_c^b——分别为柱的上下端顺时针或反时针方向截面组合的弯矩设计值，应符合上述对柱端弯矩设计值的要求；

M_{cua}^t和 M_{cua}^b——分别为柱的上下端顺时针或反时针方向根据实配钢筋面积、材料强度标准值和轴压力等计算的抗震受弯承载力所对应的弯矩值；

η_{vc}——柱剪力增大系数，一级为 1.4 级，二级为 1.2，三级为 1.1。

② 一、二、三级框架结构的角柱，调整后的剪力设计值尚应乘以不小于 1.10 的增大系数。

对于上面没有提到的情况，可采用按上节方法得到的组合内力设计值进行截面设计，不作内力调整。

3. 框架梁柱截面抗震验算

有抗震设防要求的框架梁柱截面设计既要满足非抗震设计的要求，又要满足抗震设计要求。因此，在一般情况下，要按不考虑地震作用的不利内力组合进行非抗震设计的截面配筋计算，还要按考虑地震作用的不利内力组合进行抗震设计的截面配筋计算，二者中取较大者。这里主要涉及后一种计算。

框架梁、柱均应满足正截面和斜截面的抗震承载力要求，即均应符合第三章截面抗震

验算一般表达式的要求：

$$S \leqslant \frac{R}{\gamma_{RE}} \tag{3.116}$$

式中 γ_{RE}——承载力抗震调整系数，取值见表 3.13；

R——承载力设计值；

S——考虑地震作用的内力组合设计值（当有上述调整要求时，除有特殊注明者外，均为调整后的内力设计值，不再逐一说明）。

(1) 框架梁、柱正截面抗震承载力设计计算。

按式(3.116)验算抗震承载力时，公式右端框架梁、柱正截面承载力设计值 R 的计算公式与非抗震设计时的计算公式相同。因此，为了便于与无地震作用的组合内力进行比较、选择起控制作用的内力，可以将承载力抗震调整系数 γ_{RE} 移到左边，即 $\gamma_{RE}S \leqslant R$。这样，将地震作用组合内力乘以 γ_{RE} 以后，直接用非抗震设计时梁、柱的正截面承载力计算公式进行计算即可。

需要注意，为了保证梁端具有足够的延性，框架梁正截面承载力计算要满足下面两项要求：

1)梁端截面混凝土受压区高度 x 应符合如下条件(考虑受压钢筋的作用)：

一级抗震等级：

$$x \leqslant 0.25h_0 \tag{5.23a}$$

二、三级抗震等级：

$$x \leqslant 0.35h_0 \tag{5.23b}$$

2)梁端纵向受拉钢筋的配筋率不应大于 2.5%。

(2) 框架梁、柱斜截面抗震受剪承载力设计计算。

1) 梁、柱斜截面抗震受剪承载力计算公式。

地震时在反复荷载作用下，梁端柱端形成交叉剪切裂缝，使混凝土的抗剪能力比非抗震设计时降低，在考虑其斜截面受剪抗震承载力时必须考虑这种不利影响；另一方面，又要考虑承载力抗震调整系数 γ_{RE}。因此，考虑地震作用组合时，框架梁、柱斜截面抗震受剪承载力计算分别有下面的计算公式：

① 矩形、T 形和工字形截面框架梁的计算公式。

一般框架梁：

$$V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[0.42f_tbh_0 + 1.25f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0\right] \tag{5.24}$$

集中荷载作用下(包含有多种荷载，其中集中荷载对节点边缘产生的剪力值占总剪力值的 75%以上的情况)的框架梁：

$$V_c \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\frac{1.05}{\lambda+1}f_tbh_0 + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0\right] \tag{5.25}$$

②框架柱和框支柱的计算公式。

当柱的轴向力为压力时，

$$V_c \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\frac{1.05}{\lambda+1}f_t bh_0 + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0 + 0.056N\right] \tag{5.26}$$

式中 N——考虑地震作用组合的柱的轴向压力设计值，当 $N>0.3f_cA$ 时，取 $N=0.3f_cA$。

当柱的轴向力为拉力时，

$$V_c \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\frac{1.05}{\lambda+1}f_t bh_0 + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0 - 0.2N\right] \tag{5.27}$$

式中 N——考虑地震作用组合的柱的轴向拉力设计值，当式中方括号内的计算值小于 $f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0$ 时，取等于 $f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0$，且 $f_{yv}=\frac{A_{sv}}{s}h_0$ 值不应小于 $0.36f_tbh_0$。

在上述公式中，λ 称为剪跨比。对于框架梁，λ 为计算截面的剪跨比，可取 $\lambda=a/h_0$，a 为集中荷载作用点至节点边缘的距离；当 $\lambda<1.5$ 时，取 $\lambda=1.5$；当 $\lambda>3$ 时，取 $\lambda=3$。对于柱，取 $\lambda=M/(Vh_0)$，M 为柱上下端截面未经调整的组合弯矩设计值中的较大值，V 为与 M 对应的未经调整的剪力设计值；当柱反弯点在本层层高范围内时，可取 $\lambda=H_n/(2h_0)$，H_n 为柱净高；当 $\lambda<1$ 时，取 $\lambda=1$；当 $\lambda>3$ 时，取 $\lambda=3$。

2）剪压比限值（最小截面尺寸的限制条件）。

剪压比是梁或柱的截面平均剪应力与混凝土轴心抗压强度设计值的比值，即 $V/(f_cbh_0)$。斜截面受剪承载力试验表明，增加箍筋可以在一定范围内提高斜截面受剪承载力，但如果剪压比过大，混凝土就会过早地发生脆性破坏，箍筋再多也不能充分发挥作用。因此必须要限制剪压比。这实质上是要求构件截面尺寸不能过小。在这方面，抗震设计有比非抗震设计更为严格的限制。其具体要求是：

① 跨高比大于 2.5 的梁和连梁、剪跨比 λ 大于 2 的柱和抗震墙，应满足

$$V \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.20\beta_c f_c bh_0) \tag{5.28a}$$

② 跨高比不大于 2.5 的梁和连梁、剪跨比 λ 不大于 2 的柱和抗震墙、部分框支抗震墙结构的框支柱和框支梁，以及落地抗震墙底部加强部位，应满足

$$V \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.15\beta_c f_c bh_0) \tag{5.28b}$$

式中 V——考虑地震作用组合的剪力设计值；

β_c——混凝土强度影响系数；

h_0——截面有效高度；

b——截面宽度，抗震墙只取墙腹板宽度，不计翼墙。

4. 节点核心区的设计原则及抗震验算

钢筋混凝土框架的梁和柱在节点处采用可以保证弯矩传递的刚接形式连接在一起，

形成框架结构。梁柱相交的公共部分称为节点核心区。

震害调查表明，地震时节点的破坏形式主要是节点核心区的剪切破坏和由于梁纵筋在节点核心区内锚固不足所引起的梁端钢筋锚固破坏。针对这些破坏形式，抗震设计主要有两方面的内容，即节点核心区的抗剪问题和梁纵筋的锚固问题。为此，在设计中要体现强节点和强锚固的原则，从计算和构造两个方面加以保证。下面先介绍防止节点核心区剪切破坏的抗震验算方法，与之有关的构造要求及钢筋锚固的措施见 5.3.6 节。

应当说明的是，这里的内容主要是针对框架柱截面为矩形且梁宽小于柱宽的一般框架梁柱节点，而扁梁框架和圆柱框架的节点核心区抗震验算详见抗震规范。

(1) 节点核心区性能的主要影响因素分析。

在竖向荷载和地震作用下，节点核心区承受柱传来的轴向力、弯矩、剪力和梁传来的弯矩、剪力，处于剪压复合应力状态，当主拉应力超过节点核心区混凝土的抗拉强度时产生斜裂缝(由于地震是反复作用，因此为交叉型斜裂缝)。如果节点内箍筋不足、核心区抗剪能力不足，就会发生脆性剪切破坏，表现为节点核心区出现多条严重的交叉斜裂缝、箍筋屈服、斜裂缝间混凝土压碎剥落、柱内纵向钢筋压屈等一系列破坏现象，从而使节点失效。

影响节点核心区性能的因素主要有如下几个方面：

1) 混凝土强度等级的影响。

节点核心区首先是因混凝土强度不足而开裂、然后破坏的，提高混凝土强度等级则可以提高节点核心区的承载力。由于节点核心区主要承受剪力，因此由混凝土提供的承载力主要与混凝土的抗拉强度直接相联系。

2) 配箍率和剪压比的影响。

为防止节点核心区剪切破坏，核心区应配置水平箍筋。与杆件受剪破坏类似，节点核心区剪切破坏的破坏形式与配箍率和剪压比有关。当配箍率较低时，首先是箍筋屈服，然后混凝土破坏，提高配箍率可以提高节点核心区的抗剪承载力。但当配箍率过高时，节点核心区混凝土将首先破坏(压碎)，使箍筋不能充分发挥作用，因而此时增加箍筋将不再能提高抗剪承载力。这主要是由于相对于作用于节点核心区的剪力来说，核心区的水平截面面积过小，即剪压比过大所致。试验表明，当节点区截面的剪压比大于 0.35 时，增加箍筋的作用已不明显，这时需增大节点水平截面的尺寸。

3) 梁板对节点核心区约束作用的影响。

一般来说，正交梁(即与框架平面相垂直且与节点相交的梁)对节点核心区具有约束作用，能提高节点区混凝土的抗剪强度。试验表明，四边有梁且带有现浇楼板的中柱节点，其混凝土的抗剪强度有明显的提高。而三边有梁的边柱节点和二边有梁的角柱节点，这种约束作用则不明显。

4) 轴压力的影响。

当轴压力较小，节点核心区混凝土的抗剪强度随着轴压力的增加而增加，且直到节点

区被较多交叉斜裂缝分割成若干菱形块体时，轴压力的存在仍能提高其抗剪强度。但当轴压比大于 0.6～0.8 时，节点混凝土抗剪强度反而随轴压力的增加而下降。另一方面，轴压力的存在会使节点核心区的延性降低。

5)梁纵筋滑移及其影响。

框架梁纵筋在中柱节点区通常以连续贯通的形式通过。在反复荷载作用下梁纵筋在节点一边受拉屈服，而在另一边受压屈服。如此循环往复，可使纵筋发生黏结破坏，导致梁纵筋在节点区贯通滑移，这使梁截面后期受弯承载力和延性降低，也降低了节点区刚度、抗剪承载力和耗能能力。而边柱节点在这方面比中柱节点好一些。因此，要采取减小梁纵筋直径等措施，以加强节点核心区内的梁纵筋锚固。

(2) 节点核心区剪力设计值的确定。

框架梁柱节点抗震设计应遵守强节点的原则。其要求是：设计时，应使节点的承载力不低于梁柱的承载力；多遇地震时节点应在弹性范围工作；罕遇地震时节点承载力的降低不得危及竖向荷载的传递。

为实现这种设计原则，首先要从构造措施上保证，各抗震等级的框架节点均应符合抗震构造措施的要求(见 5.3.6 节)。在此前提下，在抗震验算方面，对不同抗震等级有不同的要求：一、二级框架，应进行节点核心区抗震验算；三级框架高度接近二级高度下限时，明显不规则或场地条件不利时，可采用二级进行节点核心区抗震验算；而三、四级框架的节点核心区可不作验算，只用构造措施来保证。

由节点核心区受力条件可知(图 5.15)，若忽略框架梁的轴力，地震时节点核心区水平截面上的剪力 V_j 应等于梁端弯矩 $\sum M_b$ 在节点中产生(由梁主筋传递)的水平剪切作用 V_{bj} 与柱端弯矩 $\sum M_c$ 所对应的剪力 V_c 之和。二者方向相反，于是有

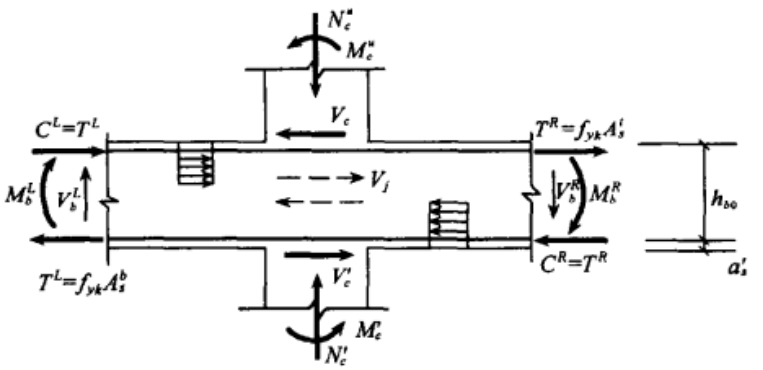


图 5.15　框架梁柱节点受力简图

$$V_j = V_{bj} - V_c \tag{5.29}$$

以及

$$V_{bj} = \sum M_b/(h_{b0} - a'_s)$$

$$V_c = \sum M_c/(H_c - h_b) = \sum M_b/(H_c - h_b)$$

式中 H_c——节点上柱和下柱反弯点之间的距离；

h_b、h_{b0}——框架梁截面高度和截面有效高度，节点两侧梁截面高度不等时可取平均值；

a'_s——梁受压钢筋合力作用点至受压边缘的距离。

为体现强节点弱杆件的原则，在进行节点核心区抗震验算、确定节点核心区剪力设计值 V_j 时，在式(5.26)的基础上，要给予适当放大。因此，有如下计算公式：

1）对于一级、二级框架：

顶层中间节点和端节点：

$$V_j = \frac{\eta_{jb} \sum M_b}{h_{b0} - a'_s} \tag{5.30a}$$

其他层中间节点和端节点：

$$V_j = \frac{\eta_{jb} \sum M_b}{h_{b0} - a'_s}\left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b}\right) \tag{5.30b}$$

2）9 度时和一级框架尚应符合：

顶层中间节点和端节点：

$$V_j = \frac{1.15 \sum M_{bua}}{h_{b0} - a'_s} \tag{5.31a}$$

其他层中间节点和端节点：

$$V_j = \frac{1.15 \sum M_{bua}}{h_{b0} - a'_s}\left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b}\right) \tag{5.31b}$$

式中 η_{jb}——节点剪力增大系数，一级取 1.35，二级取 1.2；

$\sum M_b$——考虑地震作用组合时节点左右梁端逆时针或顺时针方向组合弯矩设计值之和，一级框架节点左右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取为零；

$\sum M_{bua}$——考虑地震作用组合时节点左右梁端逆时针或顺时针方向按实配纵筋面积(考虑受压筋)和材料强度标准值计算、且考虑抗震承载力调整系数的正截面受弯承载力所对应的弯矩值之和。

(3) 节点核心区受剪承载力验算公式。

节点核心区受剪承载力主要由混凝土和水平箍筋提供，并考虑柱轴力和正交梁约束的有利影响。因此按如下公式验算：

$$V_j \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left(1.1\eta_j f_t b_j h_j + 0.05\eta_j N \frac{b_j}{b_c} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s}\right) \tag{5.32}$$

9 度时，

$$V_j \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left(0.9\eta_j f_t b_j h_j + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{b0}-a'_s}{s}\right) \tag{5.33}$$

式中 N——对应于地震作用组合剪力设计值的节点上柱底部的轴向力设计值。当 N 为压力时，N 不应大于 $0.5f_c b_c h_c$；当 N 为拉力时，取 $N=0$。

η_j——正交梁对节点的约束影响系数。当楼板为现浇、梁柱中线重合、四侧各梁宽度不小于该侧柱截面宽度的 1/2 且正交方向梁高度不小于框架梁截面高度的 3/4 时，可取 $\eta_j=1.5$；对 9 度设防烈度，宜取 $\eta_j=1.25$；其他情况均取 $\eta_j=1.0$。

h_j——节点核心区截面高度，可取 $h_j=h_c$（h_c 为验算方向的柱截面高度）。

b_j——节点核心区截面有效验算宽度。如果框架梁柱中线重合，当 $b_b \geqslant b_c/2$ 时，可取 $b_j=b_c$；当 $b_b<b_c/2$ 时，可取 $b_j=\min\{(b_b+0.5h_c),b_c\}$。当梁柱中线有偏心距 e_0，且 $e_0 \leqslant b_c/4$ 时，可取 $b_j=\min\{(0.5b_c+0.5b_b+0.25h_c-e_0),(b_b+0.5h_c),b_c\}$（$b_b$和 b_c 为框架梁和柱的截面宽度，即垂直于框架平面方向的尺寸）。

A_{svj}——b_j 范围内同一截面验算方向箍筋各肢的全部截面面积。

（4）节点核心区剪压比限值（最小截面尺寸的限制条件）。

节点核心区的剪压比是核心区有效截面范围内的平均剪应力与混凝土轴心抗压强度设计值的比值，即 $V_j/(f_c b_j h_j)$。为防止节点核心区混凝土承受过大的剪力而先于钢筋破坏，节点区的尺寸就不能太小。因此，框架节点受剪的水平截面应符合下列条件：

$$V_j \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.30\eta_j \beta_c f_c b_j h_j) \tag{5.34}$$

式中 β_c——混凝土强度影响系数。

5.3.6 罕遇地震下的薄弱层弹塑性变形验算

根据三水准设防要求，结构除了在多遇地震（小震）作用下应满足承载力和弹性变形要求、在设防烈度地震（中震）作用下发生的损坏应在可修复范围外，还应确保在罕遇地震（大震）作用下不致发生倒塌或危及生命财产的严重破坏。研究表明，具有薄弱层的结构在大震作用下进入弹塑性阶段后，薄弱层变形集中的现象十分明显。因此，按抗震规范的要求进行罕遇地震作用下结构薄弱层弹塑性变形计算，对于做到“大震不倒”具有重要意义。

抗震规范规定了各类建筑进行结构在罕遇地震作用下薄弱层弹塑性变形验算的范围和薄弱层弹塑性变形的计算方法（见第三章）。在钢筋混凝土结构中，设防烈度为 7～9 度且楼层屈服强度系数小于 0.5 的钢筋混凝土框架结构，以及甲类建筑和 9 度时乙类建筑中的钢筋混凝土结构，应进行此种验算；此外，板柱-抗震墙结构，总高度较大且竖向不规则的高层建筑以及 7 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 8 度时乙类建筑中的钢筋混凝土结构，宜进行此种验算。薄弱层弹塑性变形的计算，可根据结构形式的特点采用不同方法。这里着重介绍适

用于不超过 12 层且刚度无突变的钢筋混凝土框架结构和单层钢筋混凝土柱厂房的简化计算方法。

按简化方法验算框架结构薄弱层在罕遇地震作用下层间弹塑性变形的内容包括：确定楼层屈服剪力、确定薄弱层位置、薄弱层层间弹塑性位移计算和验算。现按计算步骤的顺序分述如下：

1. 确定楼层屈服剪力

(1) 按梁端、柱端实际配筋计算各自的极限受弯承载力。

计算梁端、柱端极限受弯承载力 M_{byk}、M_{cyk} 时，应采用截面实际配筋和材料的强度标准值，可使用如下近似公式：

梁端极限受弯承载力：

$$M_{byk} = f_{yk}A_{sb}^{a}(h_{b0} - a'_s) \tag{5.35}$$

柱端极限受弯承载力：当柱轴向力 $N_G/f_{ck}b_ch_c \leqslant 0.5$ 时，

$$M_{cyk} = f_{yk}A_{sc}^{a}(h_{c0} - a'_s) + 0.5N_Gh_c\left(1 - \frac{N_G}{f_{ck}b_ch_c}\right) \tag{5.36}$$

式中 f_{yk}——钢筋强度标准值；

f_{ck}——混凝土轴心抗压强度标准值；

N_G——对应于重力荷载代表值的柱轴压力（分项系数取 1.0）；

h_{b0}、A_{sb}^{a}——梁截面的有效高度、实际配筋面积；

b_c、h_c、h_{c0}、A_{sc}^{a}——柱截面的宽度、高度、有效高度、实际配筋面积。

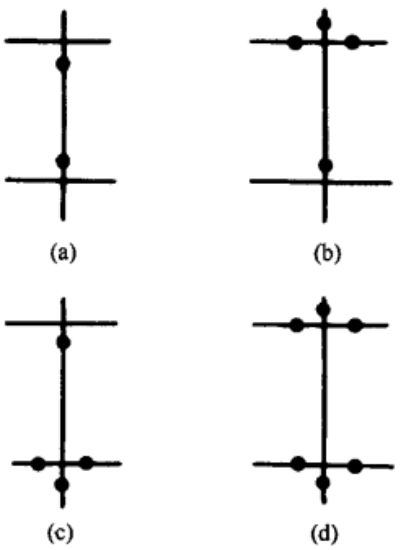


图 5.16 楼层可能失效机制

(2) 按照柱和节点失效机制，确定柱端截面有效受弯承载力。

柱端截面有效受弯承载力 M_{cu} 是指该柱失效时所对应的柱端截面受弯承载力。楼层柱有 4 种可能失效机制（如图 5.16 所示），而这些失效机制又与节点的破坏机制有关。梁端、柱端极限受弯承载力确定以后，可根据节点处梁、柱极限受弯承载力的不同情况，来判别节点的破坏机制，从而确定柱的失效机制和柱端有效受弯承载力。

设 $\sum M_{cyk}$ 为节点处上下柱端顺时针（或反时针）方向截面极限受弯承载力之和，$\sum M_{byk}$ 为同一节点处左右梁端反时针（或顺时针）方向截面极限受弯承载力之和，当节点处 $\sum M_{cyk} < \sum M_{byk}$ 时，为强梁弱

柱型节点，由柱端出现塑性铰而导致节点失效，见图5.17(a)。因此，此时柱端有效受弯承载力 $M_{cu,i}$ 等于该柱端截面的极限受弯承载力。即

$$M_{cu,i} = M_{cyk,i} \tag{5.37}$$

当节点处 $\sum M_{cyk} > \sum M_{byk}$ 时，为强柱弱梁型节点，如图 5.17(b)所示。节点失效机制要看具体情况，有不同的可能。

1) 对于框架顶层节点，节点处的梁端均出现塑性铰时，节点即失效。图 5.17(b)中如无上柱即为此种情况。此时，可根据节点平衡条件，计算柱端有效受弯承载力，即

$$M_{cu,j} = \sum M_{byk} \tag{5.38}$$

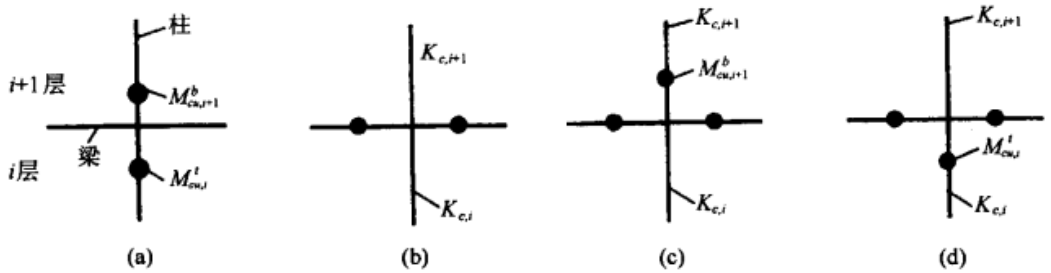


图 5.17　楼层节点失效机制示意

2) 对于一般层节点，节点处的梁端均出现塑性铰后，应再增加一个柱端也出现塑性铰时，节点才失效。而出现塑性铰的柱端可能是上层柱柱底，也可能是下层柱柱顶，见图5.17(c、d)所示。此时，出现塑性铰的柱端的有效受弯承载力等于该柱端截面的极限受弯承载力；而未出现塑性铰的柱端的有效受弯承载力可以按当量弱柱法确定，即，等于该柱线刚度与出现塑性铰的那一端柱线刚度的比值乘以出现塑性铰那一端柱的柱端截面极限受弯承载力，且不大于本柱的柱端截面极限受弯承载力。

具体地说，当节点的上层柱柱底先出现塑性铰时，节点的上层柱柱底和下层柱柱顶的柱端的有效受弯承载力分别为

$$M^b_{cu,i+1} = M^b_{cyk,i+1} \tag{5.39a}$$

$$M^t_{cu,i} = \min\left\{\frac{k_{c,i}}{k_{c,i+1}} M^b_{cyk,i+1}, M^t_{cyk,i}\right\} \tag{5.39b}$$

当节点的下层柱柱顶先出现塑性铰时，节点的下层柱柱顶和上层柱柱底的柱端的有效受弯承载力分别为

$$M^t_{cu,i} = M^t_{cyk,i} \tag{5.39c}$$

$$M^b_{cu,i+1} = \min\left\{\frac{k_{c,i+1}}{k_{c,i}} M^t_{cyk,i}, M^b_{cyk,i+1}\right\} \tag{5.39d}$$

式中　$M^t_{cu,i}$——第 i 层柱柱顶截面有效受弯承载力；

$M^b_{cu,i}$——第 i 层柱柱底截面有效受弯承载力；

$k_{c,i}$——第 i 层柱线刚度。

需要说明的是，对于上述情况，如何判别其中某一柱端先屈服，这要从上下柱端的极限受弯承载力的相对比较以及上下柱端所分配到弯矩的相互比较加以确定。一般规律是，某一柱端极限受弯承载力较小或所分配到的柱端弯矩较大者，可认为该柱端先屈服。

(3) 计算各柱和各楼层屈服剪力。

利用求出的柱端截面有效受弯承载力，可计算单柱屈服剪力和楼层屈服剪力。

第 i 层第 j 根柱的屈服剪力 V_{cyij} 为

$$V_{cyij}=\frac{M_{cu,ij}^{t}+M_{cu,ij}^{b}}{H_{in}} \tag{5.40}$$

式中 H_{in}——第 i 层柱的净高，可由层高 H_i 减去该层上、下梁高的 1/2 求得。

第 i 层的楼层屈服承载力 V_{yi} 为第 i 层各柱屈服剪力之和，即

$$V_{yi}=\sum_{j}V_{cyij} \tag{5.41}$$

2. *确定薄弱层位置*

(1) 计算罕遇地震下结构各楼层的弹性地震剪力 V_{ei}。

罕遇地震下结构弹性地震剪力的计算方法与多遇地震下水平地震剪力的计算方法类似，只是要注意，在采用弹性反应谱计算水平地震作用时，应按罕遇地震时的地震影响系数最大值以及结构的自振周期来确定水平地震影响系数。

(2) 计算楼层屈服强度系数。

引入楼层屈服强度系数是为了反映结构沿竖向的均匀性。第 i 楼层的楼层屈服强度系数 ξ_{yi} 的定义是：按构件实际配筋和材料强度标准值计算的第 i 层楼层屈服剪力 V_{yi} 与在罕遇地震作用下该层弹性地震剪力 V_{ei} 之比。即

$$\xi_{yi}=\frac{V_{yi}}{V_{ei}} \tag{5.42}$$

式(5.42)表明，当 $\xi_{yi}>1$ 时，表示该层处于或基本处于弹性状态；当 $\xi_{yi}<1$ 时，则意味该层进入屈服状态。ξ_{yi} 愈小，说明该楼层进入屈服愈充分，即越薄弱，破坏的可能性也愈大。

(3) 判定是否需进行罕遇地震下薄弱层弹塑性变形验算。

对设防烈度为 7～9 度时的钢筋混凝土框架结构，根据上述楼层屈服强度系数 ξ_{yi} 的计算结果判别是否需进行罕遇地震下薄弱层弹塑性变形验算。如果楼层屈服强度系数小于 0.5，则应进行这种验算。钢筋混凝土结构应进行或宜进行罕遇地震下薄弱层弹塑性变形验算的其他情况，见本小节开头或 3.10 节。

(4) 结构薄弱层位置的确定。

对于需要进行罕遇地震下薄弱层弹塑性变形验算的结构，如果楼层屈服强度系数沿高度分布均匀，可取底层为结构薄弱层；如果沿高度分布不均匀，可取该系数最小的楼层和相对较小的楼层为结构薄弱层，一般不超过 2～3 处。

3. 薄弱层的层间弹塑性位移计算和验算

在罕遇地震作用下结构薄弱层层间弹塑性位移以构件和节点达到极限变形时的层间极限位移角作为限值，验算公式为 3.10 节式(3.118)。

薄弱层的层间弹塑性位移 Δu_p 的计算公式采用式(3.121)或式(3.122)。式中罕遇地震作用下按弹性分析的层间位移 Δu_e，对于框架结构，可按下式求得：

$$\Delta u_e = \frac{V_{ei}}{\sum D_i} \tag{5.43}$$

式中 $\sum D_i$、V_{ei}——分别为被验算的薄弱层各柱 D 值之和及该楼层在罕遇地震下的楼层弹性地震剪力。

5.3.7 框架结构的抗震构造措施

在抗震设计中，除应满足抗震设计的一般规定和抗震验算要求外，还必须采取一系列抗震构造措施。这是结构抗震设计一个非常重要的方面，其目的是加强结构的整体性，提高结构及其构件、节点的变形能力和耗能能力，是实现大震不倒的重要措施。

1. 框架梁的构造措施

(1) 梁的截面尺寸。

梁的截面宽度不宜小于 200mm，截面高宽比不宜大于 4，净跨与截面高度之比不宜小于 4。

采用梁宽大于柱宽的扁梁时，楼板应现浇，梁中线宜与柱中线重合，扁梁应双向布置，且不宜用于一级框架。扁梁的截面宽度 b_b 和高度 h_b 应符合下列要求：

$$b_b \leqslant \min\{2b_c, (b_c + h_b)\}$$

$$h_b \geqslant 16d$$

式中 b_c——柱截面宽度(圆形截面取柱直径的 0.8 倍)；

d——柱纵筋直径。

(2) 梁的纵向钢筋。

梁的纵向钢筋配置，除应按计算确定并符合 5.3.5 节中的有关限值外，尚有如下要求：

1) 梁纵向受拉钢筋的配筋率不应小于表 5.12 规定的限值。

2) 梁端截面的底部和顶部纵向受力钢筋截面面积的比值，一级抗震等级不应小于 0.5，二、三级抗震等级不应小于 0.3。

3) 沿梁全长顶部和底部的配筋，一、二级抗震等级不应少于 2ϕ14，且分别不应少于梁两端顶面和底面纵向配筋中较大截面面积的 1/4；三、四级抗震等级不应少于 2ϕ12。

表 5.12　框架梁纵向受拉钢筋的最小配筋百分率(%)

抗震等级	梁中位置	
	支　座	跨　中
一　级	0.4 和 $80f_t/f_y$ 中的较大值	0.3 和 $65f_t/f_y$ 中的较大值
二　级	0.3 和 $65f_t/f_y$ 中的较大值	0.25 和 $55f_t/f_y$ 中的较大值
三、四级	0.25 和 $55f_t/f_y$ 中的较大值	0.2 和 $45f_t/f_y$ 中的较大值

(3) 梁的箍筋。

梁的箍筋除应满足梁受剪承载力计算要求外，在梁两端要有箍筋加密区，其目的不仅是为了确保该部位的抗剪能力，而且是为了加强对纵筋和混凝土的约束作用，防止受压纵筋过早屈曲，提高塑性铰区的延性和转动能力。梁箍筋配置的具体要求是：

1) 梁端加密区的长度、箍筋最大间距和最小直径应按表 5.13 采用；当梁端纵向受拉钢筋配筋率大于 2%时，表中箍筋最小直径数值应增大 2mm。

2) 梁端加密区箍筋肢距，一级抗震等级不宜大于 200mm 和 20 倍箍筋直径的较大值，二、三级不宜大于 250mm 和 20 倍箍筋直径的较大值，四级不宜大于 300mm。

3) 梁端第一个箍筋应距节点边缘不大于 50mm；非加密区的箍筋间距不宜大于加密区箍筋间距的 2 倍。沿梁全长的箍筋最小配箍率 ρ_{svmin}，一级抗震等级为 $0.30f_t/f_{yv}$，二级抗震等级为 $0.28f_t/f_{yv}$，三、四级抗震等级为 $0.26f_t/f_{yv}$。

表 5.13　框架梁梁端箍筋加密区的构造要求

抗震等级	加密区长度/mm	箍筋最大间距/mm	箍筋最小直径/mm
一级	$2h$ 和 500 中的较大值	纵向钢筋直径的 6 倍，梁高的 1/4 和 100 中的最小值	10
二级	$1.5h$ 和 500 中的较大值	纵向钢筋直径的 8 倍，梁高的 1/4 和 100 中的最小值	8
三级		纵向钢筋直径的 8 倍，梁高的 1/4 和 150 中的最小值	8
四级		纵向钢筋直径的 8 倍，梁高的 1/4 和 150 中的最小值	6

注：表中 h 为截面高度。

2. 框架柱的构造措施

(1) 柱的截面尺寸。

柱截面宽度和高度均不宜小于 300mm，圆柱直径不宜小于 350mm；截面长边和短边的边长比不宜大于 3；剪跨比宜大于 2。

(2) 柱轴压比限值。

柱轴压比 n 定义为

$$n = \frac{N}{f_c A} \tag{5.44}$$

式中 N——地震作用组合的柱轴压力设计值(可不进行地震作用计算的结构,取无地震作用组合的轴压力设计值);

A——柱的全截面面积;

f_c——混凝土抗压强度设计值。

轴压比 n 是影响柱破坏形态和变形性能的重要因素。柱的轴压比 n 越大,则延性越差。当 n 较小时,为大偏心受压构件,呈延性破坏;而 n 较大时,则为小偏心受压构件,呈脆性破坏。框架柱的抗震设计,一般应使其成为大偏心受压破坏,以保证地震时柱有一定的延性。因此,轴压比 n 不要过大。对剪跨比大于 2、混凝土强度等级不高于 C60 的柱,轴压比 n 不宜大于表 5.14 规定的限值。

剪跨比不大于 2 的柱,轴压比限值应比表中降低 0.05;剪跨比小于 1.5 的柱,轴压比限值应做专门研究并采取特殊构造措施。混凝土强度等级为 C65～C70 和 C75～C80 时,轴压比限值应比表中分别降低 0.05 和 0.10。框支层由于变形集中,对轴压比的限值要严一些。对Ⅳ类场地上较高的高层建筑,柱轴压比限值应适当减小。在一定的有利条件下,柱轴压比的限值可适当提高,但不应大于 1.05。

表 5.14 框架柱轴压比限值

结构体系	抗震等级		
	一级	二级	三级
框架结构	0.7	0.8	0.9
框架-抗震墙结构、筒体结构	0.75	0.85	0.95
部分框支抗震墙结构	0.6	0.7	—

注:1) 沿柱全高采用井字复合箍,且箍筋间距不大于 100mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm,或沿柱全高采用复合螺旋箍,且螺距不大于 100mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm,或沿柱全高采用连续复合矩形螺旋箍,且螺距不大于 80mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 10mm 时,轴压比限值均可按表中数值增加 0.10;上述三种箍筋的配箍特征值均应按增大的轴压比由表 5.17 确定。

2) 当柱截面中部设置由附加纵向钢筋形成的芯柱,且附加纵向钢筋的总面积不少于柱截面面积的 0.8%时,其轴压比限值可按表中数值增加 0.05。此项措施与注 1)的措施同时采用时,轴压比限值可按表中数值增加 0.15,但箍筋的配箍特征值仍可按轴压比增加 0.10 的要求确定。

(3) 柱的纵向钢筋。

柱的纵向钢筋配置除应按计算确定外,尚有如下要求:

1) 宜对称配置。

2) 截面尺寸大于 400mm 的柱,纵向钢筋间距不宜大于 200mm。

3) 柱全部纵向受力钢筋的最小配筋率应按表 5.15 采用,同时每一侧配筋率不应小于 0.2%。对Ⅳ类场地上较高的高层建筑,应按表中的数值增加 0.1。

4) 柱总配筋率不应大于 5%。一级抗震等级且剪跨比不大于 2 的柱,每侧纵向钢筋率不宜大于 1.2%。

5）边柱、角柱及抗震墙端柱考虑地震作用组合产生小偏心受拉时，柱内纵筋总截面面积计算值应增加25%。

6）柱纵向钢筋的绑扎接头应避开柱端的箍筋加密区。

表5.15　柱全部纵向受力钢筋最小配筋百分率(%)

柱类型	抗震等级			
	一级	二级	三级	四级
框架中柱、边柱	1.0	0.8	0.7	0.6
框架角柱、框支柱	1.2	1.0	0.9	0.8

注：当采用HRB400、RRB400级钢筋时，应按表中数值减小0.1；当混凝土强度等级为C60及以上时，应按表中数值增加0.1。

(4) 柱的箍筋。

与梁的情况相似，柱的箍筋除应满足柱受剪承载力计算要求外，在每层柱要有箍筋加密区，以提高其延性和转动能力。箍筋加密区和非加密区分别有不同的构造要求：

1）柱箍筋加密区的范围应按如下要求确定：

① 对柱上、下两端，取柱截面长边尺寸(圆柱直径)、柱净高的1/6和500mm三者的最大值；

② 对底层柱，取柱根(即地下室顶面或无地下室情况的基础顶面)处不小于柱净高1/3的范围，以及刚性地坪表面的上、下各500mm的范围；

③ 对框支柱、剪跨比不大于2的柱和一、二级抗震等级框架的角柱，均取柱全高范围。

2）柱箍筋加密区的箍筋最大间距与最小直径，在一般情况下应采用不超过表5.16规定的限值。在下列情况下可作相应的变动：二级框架柱的箍筋直径不小于10mm且箍筋肢距不大于200mm时，除柱根外，最大间距可采用150mm；三级框架柱的截面尺寸不大于400mm时，箍筋最小直径可采用6mm；四级框架柱剪跨比不大于2时，箍筋直径不应小于8mm；对框支柱和剪跨比不大于2的柱，箍筋间距不应大于100mm。

表5.16　柱端箍筋加密区的构造要求

抗震等级	箍筋最大间距/mm	箍筋最小直径/mm
一级	纵向钢筋直径的6倍和100中的较小值	10
二级	纵向钢筋直径的8倍和100中的较小值	8
三级	纵向钢筋直径的8倍和150(柱根100)中的较小值	8
四级	纵向钢筋直径的8倍和150(柱根100)中的较小值	6(柱根处8)

3）柱箍筋加密区的箍筋肢距，一级不宜大于200mm，二、三级不宜大于250mm和20倍箍筋直径的较大值，四级不宜大于300mm。此外，每隔一根纵向钢筋宜在两个方向有箍

筋或拉筋约束。采用拉筋时，拉筋宜紧靠纵向钢筋并勾住封闭箍筋。

4）柱箍筋加密区范围体积配箍率的要求：

① 一般情况下应符合下式要求：

$$\rho_v \geqslant \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \tag{5.45}$$

式中 ρ_v——按箍筋范围以内的核心截面计算的体积配箍率（计算复合箍筋中的箍筋体积配箍率时，应扣除重叠部分的箍筋体积），对一、二、三、四级抗震等级的框架柱，分别不应小于0.8%、0.6%、0.4%、0.4%；

λ_v——最小配箍特征值，按表5.17采用。

在式(5.45)中，当混凝土强度低于C35时，应按C35计算；当f_{yv}超过360N/mm²时，应取360N/mm²计算。

② 框支柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍，其最小配箍特征值λ_v应比表5.17中数值增加0.02，且体积配箍率不应小于1.5%。

表5.17 柱箍筋加密区的箍筋最小配箍特征值λ_v

抗震等级	箍筋型式	轴压比								
		≤0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.05
一级	普通箍、复合箍	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23	—	—
	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.21	—	—
二级	普通箍、复合箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19	0.22	0.24
	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
三级	普通箍、复合箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.20

注：1）普通箍指单个矩形箍筋或单个圆形箍筋；螺旋箍指单个螺旋箍筋；复合箍指由矩形、多边形、圆形箍筋或拉筋组成的箍筋；复合螺旋箍指由螺旋箍与矩形、多边形、圆形箍筋或拉筋组成的箍筋；连续复合矩形螺旋箍指全部螺旋箍为同一根钢筋加工成的箍筋。

2）在计算复合螺旋箍的体积配筋率时，其中非螺旋筋的体积应乘以换算系数0.8。

3）混凝土强度等级高于C60时，箍筋宜采用复合箍、复合螺旋箍或连续复合矩形螺旋箍；当轴压比不大于0.6时，其加密区的最小配箍特征值宜按表中数值增加0.02；当轴压比大于0.6时，宜按表中数值增加0.03。

③ 对一、二、三级抗震等级且剪跨比不大于2的柱，宜采用复合螺旋箍或井字复合箍，其体积配箍率不应小于1.2%；设防烈度为9度时不应小于1.5%。

5）为避免柱箍筋加密区外抗剪能力突然降低很多而造成柱中段的破坏，在柱箍筋非加密区，箍筋的体积配箍率不宜小于加密区配筋率的一半，箍筋间距对一、二级抗震不应大于$10d$，对三、四级抗震不应大于$15d$，d为纵筋直径。

3. 框架梁柱节点的构造措施

框架梁柱节点的抗震构造措施，是为了从构造上保证节点核心区箍筋为混凝土提供必要的约束以及梁柱钢筋在节点核心区的可靠锚固，同时也要考虑便于施工。

(1) 框架梁柱节点核心区箍筋最大间距与最小直径，宜与柱箍筋加密区的要求相同；一、二、三级框架节点核心区含箍特征值分别不宜小于 0.12、0.10、0.08，且体积配箍率 ρ_v 分别不宜小于 0.6%、0.5%、0.4%。柱剪跨比不大于 2 的框架节点核心区含箍特征值不宜小于核心区上下柱端的较大含箍特征值。

(2) 框架梁柱纵筋在节点区的锚固应符合下列要求：

1) 框架中间层的中柱节点处，梁上部纵筋应贯穿节点；对一、二级抗震等级，梁下部纵筋伸入节点的锚固长度不应小于抗震锚固长度 l_{aE}，且伸过节点中心线不应小于 $5d$（d 为纵筋直径）。为防止纵筋的过大滑移，对一、二级抗震等级，贯通中柱的梁纵筋直径，不宜大于柱在该方向截面尺寸的 1/20；对圆形截面柱，不宜大于纵筋所在位置柱截面弦长的 1/20。

2) 框架中间层的边柱节点处，梁上部纵筋伸入节点的水平直线锚固长度不应小于 l_{aE}，且伸过节点中心线不应小于 $5d$；如果水平直线段长度不足，可采用弯折锚固，此时主要持力段是水平段，弯折前的水平投影长度不应小于 $0.4\,l_{aE}$，向下弯折后的竖直投影长度取 $15d$。梁下部纵筋的锚固要求与上部纵筋相同，但竖直弯折段应向上弯入节点。

3) 框架顶层的中柱节点处，梁上下纵筋的锚固要求与中间层的中柱节点基本相同，不同之处是要求一、二级抗震等级贯通顶层中柱节点的梁上部纵筋直径不宜大于柱在该方向截面尺寸的 1/25。柱纵筋应伸至柱顶，锚固长度（从梁底边算起）不应小于 l_{aE}；如果竖直段长度不足，可在伸至柱顶后向内弯折（对现浇混凝土楼盖且板的混凝土强度等级不低于 C20、板厚不小于 80mm 时也可向外弯折），此时主要持力段是竖直段，弯折前的竖向投影长度不应小于 $0.5\,l_{aE}$，弯折后的水平投影长度取 $12d$。

4) 框架顶层的边柱节点处，梁上部纵筋沿柱顶及柱外侧并向下弯折到梁底标高。柱外侧纵筋与梁上部纵筋沿节点外侧搭接，搭接长度不应小于 $1.5l_{aE}$，且面积不少于柱外侧纵筋总面积的 65%。其余柱纵筋宜沿柱顶伸至柱内边向下弯折 $8d$；对采用混凝土强度等级不低于 C20、板厚不小于 80mm 的现浇板，也可伸入板内锚固，其长度与伸入梁内的柱纵筋相同。梁柱配筋率较高时，上述梁柱纵筋可沿柱外侧搭接，搭接长度 $1.7l_{aE}$，柱外侧纵筋伸至柱顶后向内弯折，其弯折段的水平投影不宜小于 $12d$。上述梁柱纵筋在节点处的弯弧内半径不宜小于 $6d$（当 $d\leqslant 25$mm 时）和 $8d$（当 $d>25$mm 时）。梁下部纵筋的锚固要求与中间层边柱节点相同。柱内侧纵筋的锚固要求与顶层中柱节点相同，当对称配筋时可适当放宽要求。

5) 柱纵筋不应在中间层节点内截断。

4. 其他抗震构造措施

(1) 砌体填充墙应符合如下要求：

框架结构中的砌体填充墙应符合如下要求：

1) 砌体的砂浆强度等级不应低于 M5，墙顶应与框架梁密切结合。

2) 填充墙应沿柱全高每隔 500mm 设 2ϕ6 拉筋，其伸入墙内的长度，6 度、7 度时不应小于墙长的 1/5，且不小于 700mm，8 度、9 度时宜沿墙全长贯通。

3) 墙长大于 5m 时，墙顶与梁宜有拉结；墙长大于层高 2 倍时，宜设钢筋混凝土构造柱；墙高大于 4m 时，墙体半高处宜设与柱连接且沿墙全长贯通的钢筋混凝土水平系梁。

(2) 其他非结构构件(如：女儿墙、雨篷、幕墙等)应与主体结构可靠连接或锚固。

5.3.8 框架结构计算实例

某 5 层现浇钢筋混凝土框架结构房屋，平面及剖面分别见图 5.18 和图 5.19，屋顶有局部突出的部分。现浇钢筋混凝土楼(屋)盖。框架梁截面尺寸：走道梁(各层)为 250×400mm^2；其他梁：顶层为 250×600mm^2；其他楼层为 250×650mm^2。柱截面尺寸：1～3 层柱为 500×500mm^2；4～5 层柱为 450×450mm^2。混凝土强度等级：梁采用 C20；柱采用 C25。钢筋强度等级：受力纵筋采用 HRB400，箍筋 HPB235。各层重力荷载代表值见图 5.20。已知：抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度为 0.20g，设计地震分组为第二组，建造在 I 类场地上，结构阻尼比为 0.05。试对该框架进行横向水平地震作用下的抗震设计计算。

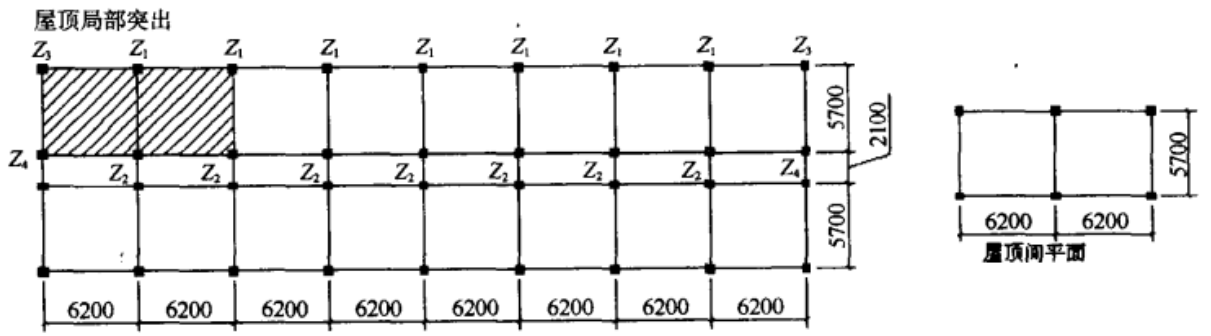


图 5.18 框架结构平面布置

解：

1. 重力荷载的计算

永久荷载取全部，可变荷载取 50%，各层重力荷载集中于楼层标高处，其代表值已表示在图 5.20 中(计算过程略)。

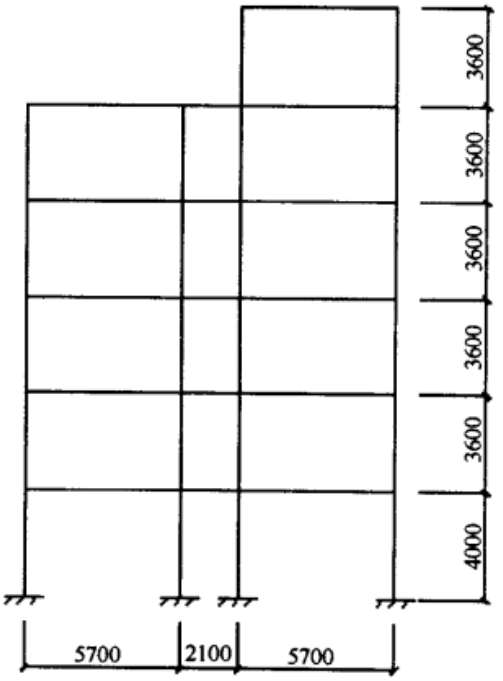


图 5.19　框架剖面

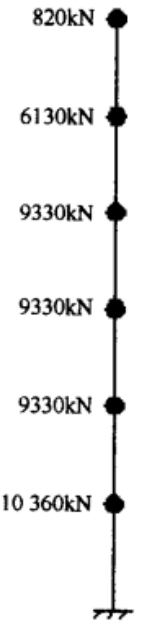


图 5.20　各层重力荷载代表值

2. 框架抗侧移刚度的计算

(1)梁的线刚度。

计算结果见表 5.18。其中梁的截面惯性矩考虑了楼板的作用。

表 5.18　框架梁线刚度计算

部位	$b\times h$ /m²	L /m	$I_0=bh^3/12$ /m⁴	边框架梁		中框架梁	
				$I_b=1.5\ I_0$ /m⁴	$K_b=E_cI_b/L$ /(kN·m)	$I_b=2.0\ I_0$ /m⁴	$K_b=E_cI_b/L$ /(kN·m)
走道梁	0.25×0.40	2.10	1.33×10^{-3}	2.00×10^{-3}	24 286	2.66×10^{-3}	32 300
顶层其他梁	0.25×0.60	5.70	4.50×10^{-3}	6.75×10^{-3}	30 197	9.00×10^{-3}	40 263
楼层其他梁	0.25×0.65	5.70	5.72×10^{-3}	8.58×10^{-3}	38 384	11.44×10^{-3}	51 179

注：混凝土 C20，$E_c=2.55\times10^4\text{N/mm}^2$。

(2)柱的抗侧移刚度。

采用 D 值法计算。计算结果见表 5.19。表中系数计算按表 5.10，即：对一般层，

$$\overline{K}=\frac{\sum K_b}{2K_c},\qquad \alpha=\frac{\overline{K}}{2+\overline{K}}$$

对底层，

$$\overline{K}=\frac{\sum K_b}{K_c},\qquad \alpha=\frac{0.5+\overline{K}}{2+\overline{K}}$$

例如：对 2～3 层柱 Z_1，

$$\overline{K}=\frac{2\times 51\,179}{2\times 40\,509}=1.264,\qquad \alpha=\frac{1.264}{2+1.264}=0.387$$

对 2～3 层柱 Z_2，

$$\overline{K}=\frac{2\times(51\,179+32\,300)}{2\times 40\,509}=2.061,\qquad \alpha=\frac{2.061}{2+2.061}=0.508$$

对底层柱 Z_1，

$$\overline{K}=\frac{51\,179}{36\,458}=1.404,\qquad \alpha=\frac{0.5+1.404}{2+1.404}=0.560$$

对底层柱 Z_2，

$$\overline{K}=\frac{51\,179+32\,300}{36\,458}=2.290,\qquad \alpha=\frac{0.5+2.29}{2+2.29}=0.651$$

(3)楼层抗侧移刚度。

楼层所有柱的 D 值之和即为楼层抗侧移刚度 D_i。其计算过程与结果见表 5.19。

表 5.19　框架柱 D 值及楼层抗侧移刚度的计算

层次 i	层高 h /m	柱号	柱根数	$b\times h$ /m²	$I_c=b_ch_c^3/12$ /10^{-3}m⁴	$K_c=E_cI_c/h$/ (10^4kN·m)	$\overline{K}$	α	单柱 D/ (10^4kN/m)	$\sum D$/ (10^4kN/m)	楼层 D_i/ (10^4kN/m)
5	3.6	Z_1	14	0.45×0.45	3.417	2.66	1.72	0.462	1.138	15.932	45.472
		Z_2	14				2.93	0.594	1.464	20.496	
		Z_3	4				1.30	0.394	0.97	3.880	
		Z_4	4				2.20	0.524	1.291	5.164	
4	3.6	Z_1	14	0.45×0.45	3.417	2.66	1.92	0.49	1.207	16.898	47.414
		Z_2	14				3.14	0.611	1.504	21.056	
		Z_3	4				1.44	0.419	1.032	4.128	
		Z_4	4				2.36	0.541	1.333	5.332	
2～3	3.6	Z_1	14	0.50×0.50	5.208	4.05	1.26	0.388	1.452	20.328	57.34
		Z_2	14				2.06	0.508	1.904	26.656	
		Z_3	4				0.95	0.321	1.204	4.816	
		Z_4	4				1.55	0.436	1.635	5.54	
1	4.0	Z_1	14	0.50×0.50	5.208	3.65	1.404	0.56	1.529	21.406	59.532
		Z_2	14				2.290	0.651	1.779	24.906	
		Z_3	4				1.402	0.559	1.528	6.112	
		Z_4	4				2.287	0.65	1.777	7.108	

注：混凝土 C25，$E_c=2.80\times10^4$N/mm²。

3. 自振周期计算

(1) 能量法。

假定各楼层质点重力荷载代表值 G_i 水平作用在质点 i 上产生的结构变形曲线为第一振型，其各质点 i 的水平位移值为 Δ_i(计算过程见表 5.20)。取填充墙的周期影响系数 $\Psi_T=0.67$。由式(3.97)，可得结构基本自振周期为

$$T_1 = 2\Psi_T \sqrt{\frac{\sum G_i \Delta_i^2}{\sum G_i \Delta_i}} = 2 \times 0.67 \sqrt{\frac{1353}{7391}} = 0.573(\mathrm{s})$$

(2) 顶点位移法。

假想顶点位移 Δ 的计算结果见表 5.20。取填充墙的周期影响系数 $\Psi_T=0.67$。由式(3.98)，可得结构基本自振周期为

$$T_1 = 1.7\Psi_T \sqrt{\Delta} = 1.7 \times 0.67 \times \sqrt{0.232} = 0.549(\mathrm{s})$$

表 5.20 楼层假想位移计算

层数 i	楼层重力荷载 G_i/kN	楼层假想剪力 $V_{Gi}=\sum G_i$ /kN	楼层侧移刚度 D_i/(kN/m)	假想层间位移 $\delta_i=V_{Gi}/D_i$ /m	假想楼层位移 $\Delta_i=\sum \delta_i$ /m	$G_i\Delta_i$	$G_i\Delta_i^2$
5	6950	6950	454 720	0.015	0.232	1612	374
4	9330	16 280	474 140	0.034	0.216	2015	435
3	9330	25 610	573 400	0.045	0.182	1698	309
2	9330	34 940	573 400	0.061	0.137	1278	175
1	10 360	45 300	595 320	0.076	0.076	788	60
$\sum$	45 300					7391	1353

4. 水平地震作用计算及弹性位移验算

采用底部剪力法计算水平地震作用(此结构符合该方法的计算条件)。

(1) 水平地震影响系数 α_1 的计算。

结构基本周期取顶点位移法的计算结果，$T_1=0.549\mathrm{s}$；查表 3.2，可得多遇地震下设防烈度 8 度(设计地震加速度为 $0.20g$)的水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}=0.16$；查表 3.3，可得 I 类场地、设计地震分组为第二组时，$T_g=0.3\mathrm{s}$。则

$$\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^{0.9} \alpha_{\max} = \left(\frac{0.3}{0.549}\right)^{0.9} \times 0.16 = 0.093$$

(2) 水平地震作用标准值计算。

结构总水平地震作用标准值按式(3.85)求出，即

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} = 0.093 \times 0.85 \times 45\,300 = 3581(\text{kN})$$

查表 3.5，$T_1 > 1.4T_g = 0.42\text{s}$ 时，要考虑顶部附加地震作用；因 $T_g = 0.30\text{s} < 0.35\text{s}$，顶部附加地震作用系数为

$$\delta_n = 0.08T_1 + 0.07 = 0.08 \times 0.549 + 0.07 = 0.114$$

由式(3.85)可求出顶部附加水平地震作用 ΔF_n：

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} = 0.114 \times 3581 = 408.2(\text{kN})$$

注意，ΔF_n 的作用位置在主体结构顶部(即 5 层顶部)。

扣除 ΔF_n 后，分布在各楼层的水平地震作用标准值按式(3.85)中的下式计算，即

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^{n} G_j H_j} F_{Ek}(1 - \delta_n)$$

计算结果见表 5.21。

(3) 楼层地震剪力标准值计算。

各楼层地震剪力标准值 V_i 按式(5.3)计算。计算结果见表 5.21。注意，由于 ΔF_n 的作用位置在主体结构顶部，所以 1～5 层楼层剪力值 V_i 中，都包含有 ΔF_n 这一项。

经验算，各楼层地震剪力标准值 V_i 均满足式(3.114)的楼层最小地震剪力要求。

考虑屋顶局部突出部分的鞭端效应，突出屋顶部分(6 层)的楼层地震剪力应当放大，按照抗震设计规范规定，有

$$V_6' = 3V_6 = 3 \times 117.8 = 353.4(\text{kN})$$

(4) 多遇地震下的弹性位移验算。

多遇地震下的各楼层层间弹性位移按式(5.5)计算。计算结果见表 5.21，同时也将其表示成层间位移角 $\Delta u_e/h$ 的形式。由表 3.14 查得，钢筋混凝土框架结构弹性层间位移角限值为 1/550。因此，各层均满足要求。

表 5.21　F_i、V_i、Δu_e 及 $\Delta u_e/h$ 值

层次 i	层高 h_i/m	G_i /kN	H_i /m	G_iH_i	$\sum G_iH_i$	F_i /kN	V_i /kN	D_i /(kN/m)	Δu_e /10^{-3}m	$\Delta u_e/h$
6	3.6	820	22.0	18 040	485 760	117.8	117.8			
5	3.6	6130	18.4	112 792		736.7	1262.7	454 720	2.78	1/1294
4	3.6	9330	14.8	138 084		901.9	2164.6	474 140	4.57	1/787
3	3.6	9330	11.2	104 496		682.6	2847.2	573 400	4.97	1/724
2	3.6	9330	7.6	70 908		463.1	3310.3	573 400	5.77	1/624
1	4.0	10 360	4.0	41 440		270.6	3581.0	595 320	6.02	1/664

5. 多遇水平地震作用下框架的内力分析

按以下步骤：

(1) 利用式(5.12)将各楼层地震剪力按 D 值比例分配到各框架柱，可得各层每根柱的剪力值。

(2) 通过查附录Ⅲ中的附表得到各柱的反弯点高度比及其修正值(可近似按倒三角形分布的水平荷载查表)，再利用式(5.13)，确定各层各柱的反弯点高度。

(3) 按式(5.14a)和式(5.14b)计算出每层柱上下端的柱端弯矩。

(4) 在此基础上，利用节点的平衡原理，按式(5.9a)和式(5.9b)，求出每层各跨梁端的弯矩。

(5) 按式(5.10)求出梁端剪力。

(6) 由柱轴力与梁端剪力平衡的条件可求出柱轴力。

现以中框架的柱 Z_1 及 Z_2 为例，将计算结果列于表 5.22、表 5.23 及图 5.21 中。由于地震是反复作用，各梁、柱的弯矩、轴力及剪力的符号也相应地做反复变化。

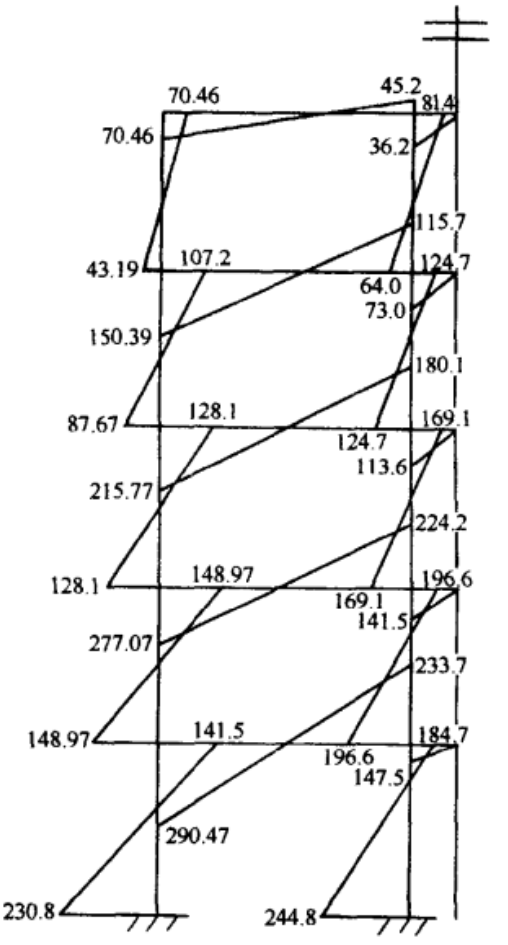


图 5.21 水平地震作用下中框架弯矩(kN·m)

表 5.22　水平地震作用下的中框架柱剪力和柱端弯矩标准值

柱 j	层 i	h_i /m	V_i /kN	$\sum D_{ik}$ /(kN/m)	D_{ij} /(kN/m)	$\frac{D_{ij}}{\sum D_{ik}}$	V_{ik} /kN	K	y	M_{ij}^{b} /(kN·m)	M_{ij}^{t} /(kN·m)
Z_1	5	3.6	1262.7	454 720	11 380	0.025	31.57	1.72	0.38	43.19	70.46
	4	3.6	2164.6	474 140	12 070	0.025	54.12	1.926	0.45	87.67	107.2
	3	3.6	2847.2	573 400	14 520	0.025	71.18	1.264	0.5	128.1	128.1
	2	3.6	3310.3	573 400	14 520	0.025	82.76	1.264	0.5	148.97	148.97
	1	4.0	3580.9	595 320	15 290	0.026	93.1	1.404	0.62	230.8	141.5
Z_2	5	3.6	1262.7	454 720	14 640	0.032	40.4	2.936	0.44	64.0	81.4
	4	3.6	2164.6	474 140	15 042	0.032	69.3	3.141	0.5	124.7	124.7
	3	3.6	2847.2	573 400	19 044	0.033	93.96	2.061	0.5	169.1	169.1
	2	3.6	3310.3	573 400	19 044	0.033	109.24	2.061	0.5	196.6	196.6
	1	4.0	3580.9	595 320	17 787	0.030	107.4	2.29	0.57	244.8	184.7

表 5.23　水平地震作用下中框架梁端弯矩剪力及柱轴力标准值

层 i	大梁				走道梁				柱 Z_1	柱 Z_2
	L /m	M_E^l /(kN·m)	M_E^r /(kN·m)	V_E /kN	L /m	M_E^l /(kN·m)	M_E^r /(kN·m)	V_E /kN	N_1 /kN	N_2 /kN
5	5.7	70.46	45.2	20.29	2.1	36.2	36.2	34.5	20.29	14.21
4	5.7	150.39	115.7	46.7	2.1	73.0	73.0	69.5	66.99	34.5
3	5.7	215.77	180.1	69.45	2.1	113.6	113.6	108.2	136.44	73.25
2	5.7	277.07	224.2	87.9	2.1	141.5	141.5	134.8	224.34	120.15
1	5.7	290.47	233.7	91.96	2.1	147.5	147.5	140.5	316.3	168.69

6. 框架重力荷载效应计算

计算框架在重力荷载代表值竖向作用下的内力时，作用于框架的重力荷载应取结构及构件自重标准值和可变荷载组合值之和，可变荷载组合值系数应按表 3.4 的规定取用。本例题是民用建筑，按此规定，重力荷载代表值取全部永久荷载、50%的楼面活荷载和50%的雪荷载。

由于本例题结构基本对称，竖向作用下的框架侧移可以忽略，因此，这里可采用弯矩分配法计算框架内力。此时，可以考虑塑性内力重分布进行梁端负弯矩调幅，取弯矩调幅系数为 0.8，梁的跨中弯矩应随之做相应的增加。

现以中框架（无局部突出部分）为例，将重力荷载代表值产生的柱轴力及梁端、柱端弯矩列于表 5.24。计算过程从略。

表 5.24　重力荷载代表值下中框架梁端弯矩及柱端弯矩、轴力值

楼层 i	梁				柱					
	大梁		走道梁		边柱 Z_1			中柱 Z_2		
	M_{GE}^{l} /(kN·m)	M_{GE}^{r} /(kN·m)	M_{GE}^{l} /(kN·m)	M_{GE}^{r} /(kN·m)	M_{GE}^{t} /(kN·m)	M_{GE}^{b} /(kN·m)	N_{GE} /kN	M_{GE}^{t} /(kN·m)	M_{GE}^{b} /(kN·m)	N_{GE} /kN
5	−46.5	56.1	−15.8	15.8	46.5	47.6	162	−40.3	−42.1	221
4	−94.5	103.9	−17.8	17.8	47.0	47.3	408	−44.0	−44.1	558
3	−99.9	107.5	−15.0	15.0	58.0	43.3	654	−53.0	−49.1	895
2	−107.3	111.3	−12.2	12.2	54.0	59.6	900	−50.0	−54.9	1232
1	−98.4	106.3	−15.8	15.8	58.0	19.5	1173	−35.6	−17.5	1606

注：M_{GE}^{l}、M_{GE}^{r}分别为梁左端及右端的弯矩；M_{GE}^{t}、M_{GE}^{b}分别为柱上端及下端的弯矩。此表中的弯矩值已经考虑了调幅，并已经折算到了节点边缘处（不是构件形心轴处的弯矩值）。此表中的弯矩符号规则：以顺时针为正。

7. 内力组合和内力调整

首先说明，抗震设计应考虑有地震作用时的内力组合和无地震作用时的内力组合，在此基础上得到最不利组合。作为抗震设计例题，上面未给出无地震作用时的内力计算结果，因此这里也只进行有地震作用时的内力组合；而且根据本题情况，可只考虑水平地震作用效应和重力荷载效应的组合。

本框架抗震等级为二级。

(1) 框架梁的内力组合与调整(以第 1 层大梁为例)。

1) 梁端组合弯矩设计值(注：此处，以使梁下部受拉的弯矩为正弯矩)

梁左端：

地震弯矩逆时针方向作用且 $\gamma_{GE}=1.2$ 时，梁左端负弯矩

$$M_b^l=1.3M_{Ek}+1.2M_{GE}=1.3\times(-267.4)+1.2\times(-98.4)$$
$$=-465.7(\text{kN}\cdot\text{m})$$

地震弯矩顺时针方向作用且 $\gamma_{GE}=1.2$ 时，梁左端正弯矩

$$M_b^l=1.3M_{Ek}+1.2M_{GE}=1.3\times267.4+1.2\times(-98.4)=229.54(\text{kN}\cdot\text{m})$$

地震弯矩顺时针方向作用且 $\gamma_{GE}=1.0$ 时，梁左端正弯矩

$$M_b^l=1.3M_{Ek}+1.0M_{GE}=1.3\times267.4+1.0\times(-98.4)$$
$$=249.2(\text{kN}\cdot\text{m})$$

梁右端：

地震弯矩顺时针方向作用且 $\gamma_{GE}=1.2$ 时，梁右端负弯矩

$$M_b^r=1.3M_{Ek}+1.2M_{GE}=1.3\times(-210.7)+1.2\times(-106.3)$$
$$=-401.47(\text{kN}\cdot\text{m})$$

地震弯矩逆时针方向作用且 $\gamma_{GE}=1.2$ 时，梁右端正弯矩

$$M_b^r=1.3M_{Ek}+1.2M_{GE}=1.3\times210.7+1.2\times(-106.3)=146.35(\text{kN}\cdot\text{m})$$

地震弯矩逆时针方向作用且 $\gamma_{GE}=1.0$ 时，梁右端正弯矩

$$M_b^r=1.3M_{Ek}+1.0M_{GE}=1.3\times210.7+1.0\times(-106.3)$$
$$=167.61(\text{kN}\cdot\text{m})$$

（注：式中 M_{Ek} 是由表 5.23 中的弯矩值折算到了节点边缘的梁端弯矩值）

经比较，梁端组合弯矩设计值的最后取值为：梁左端负弯矩：−465.7kN·m，正弯矩：249.2kN·m；梁右端负弯矩：−401.47kN·m，正弯矩：167.6kN·m。

2）梁端组合剪力设计值。

二级抗震等级框架梁端截面组合剪力设计值按式(5.19)确定。梁端剪力增大系数 η_{vb} 为 1.2。

梁端弯矩顺时针方向作用时的剪力为（$\gamma_{GE}=1.2$）

$$V_b=1.2\times\frac{229.54+401.47}{5.2}+1.2\times(0.5\times59.2\times5.2)=330.32(\text{kN})$$

梁端弯矩逆时针方向作用时的剪力为（$\gamma_{GE}=1.2$）

$$V_b=1.2\times\frac{465.7+146.35}{5.2}+1.2\times(0.5\times59.2\times5.2)=325.9(\text{kN})$$

上式中的 59.2kN/m 为作用在梁上的均布荷载。

将梁端顺时针与逆时针弯矩产生的剪力 V_b 值比较，取 $V_b=330.32\text{kN}$ 进行梁抗剪承载力验算。

（2）柱的内力组合与调整（以第 1 层中柱 Z_2 为例）。

1）柱端组合弯矩设计值。

① 柱端弯矩组合计算。

柱顶弯矩：

$$M_c^t=1.3M_{Ek}+1.2N_{GE}=1.3\times(-149.8)+1.2\times(-35.6)$$
$$=-237.5(\text{kN}\cdot\text{m})\quad\text{（逆时针方向）}$$
$$M_c^t=1.3M_{Ek}+1.2M_{GE}=1.3\times149.8+1.2\times(-35.6)$$
$$=152.02(\text{kN}\cdot\text{m})\quad\text{（顺时针方向）}$$

（注：式中 M_{Ek} 是由表 5.22 中的弯矩值折算到了节点边缘的柱端弯矩值）

柱底弯矩：

$$M_c^b=1.3M_{Ek}+1.2M_{GE}=1.3\times(-244.8)+1.2\times(-17.5)$$
$$=-339.24(\text{kN}\cdot\text{m})\quad\text{（逆时针方向）}$$
$$M_c^b=1.3M_{Ek}+1.2M_{GE}=1.3\times244.8+1.2\times(-17.5)$$
$$=297.24(\text{kN}\cdot\text{m})\quad\text{（顺时针方向）}$$

② 柱端弯矩调整。

柱下端截面：对于二级框架，底层柱下端截面的组合弯矩设计值应乘以增大系数 1.25，即应调整为

$$M_c^b=339.24\times1.25=424(\text{kN}\cdot\text{m})$$

柱上端截面：经验算（见后面），底层柱轴压比为 0.72>0.15，因此，柱上端弯矩应按

式(5.17)调整确定(二级框架,柱端弯矩增大系数 η_c 取为 1.2)。经按式(5.17)计算,柱上端截面的组合弯矩设计值为

$$M_c^t = 237.5 \times 1.2 = 285(\text{kN} \cdot \text{m})$$

2) 柱端组合剪力设计值。

柱上下端截面组合剪力设计值按式(5.21)调整确定(二级框架,柱剪力增大系数 η_{vc} 取为 1.2)。

$$V_c = 1.2\frac{M_c^t + M_c^b}{H_n} = 1.2 \times \frac{285 + 424}{3.675} = 232.5(\text{kN})$$

(3) 节点核心区组合剪力设计值(以第 1 层中柱 Z_2 节点为例)。

框架节点核心区组合剪力设计值按式(5.30b)确定(二级框架,节点剪力增大系数 η_{jb} 取为 1.2)。即

$$V_j = 1.2\frac{M_b^L + M_b^R}{h_{b0} - a'_s}\left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b}\right)$$

节点左侧梁弯矩(已折算到节点边缘)

$$M_b^L = 1.2 \times 106.3 + 1.3 \times 210.7 = 401.5(\text{kN} \cdot \text{m})$$

节点右侧梁弯矩(已折算到节点边缘)

$$M_b^R = 1.2 \times (-15.8) + 1.3 \times 124.4 = 127.2(\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$V_j = \frac{1.2 \times (401.5 + 127.2)}{\frac{0.65 + 0.4}{2} - 0.04 - 0.04} \times \left[1 - \frac{\frac{0.65 + 0.4}{2} - 0.04 - 0.04}{\frac{4.0 \times (1 - 0.57) + 3.6 \times 0.5}{2} - \frac{0.65 + 0.4}{2}}\right]$$

$$= 1674.51(\text{kN})$$

8. 截面抗震承载力验算

(1) 框架梁截面抗震承载力(以上述第 1 层大梁为例)。

1) 梁正截面抗弯承载力计算。

梁端在地震反复作用下受弯承载力应满足下列要求:

在正弯矩下,

$$\gamma_{RE} M_b \leqslant f_y A'_s (h_0 - a'_s)$$

在负弯矩下,

$$\gamma_{RE} M_b \leqslant \alpha_1 f_c b x\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + f_y A_s (h_0 - a'_s)$$

$$\alpha_1 f_c b x = A_s f_y - A'_s f'_y$$

式中 A_s——梁端上部配筋;

A'_s——梁端下部配筋。

梁左端下部配筋

$$A'_s = \frac{\gamma_{RE} M_b}{f_y (h_0 - a'_s)} = \frac{0.75 \times 249.2 \times 10^6}{360 \times (650 - 40 - 40)} = 910.82(\text{mm}^2)$$

选 4 ⌀18，$A_s=1017\text{mm}^2$。

梁左端上部配筋

$$a_s=\frac{\gamma_{RE}M_b-f'_yA'_s(h_0-a'_s)}{\alpha_1f_cbh_0^2}=\frac{0.75\times465.7\times10^6-360\times1017\times(610-40)}{1.0\times9.6\times250\times610^2}$$

$$=0.157<\alpha_{smax}=0.384$$

$$\xi=1-\sqrt{1-2a_s}=1-\sqrt{1-2\times0.157}=0.172<\xi_b=0.518$$

$$x=\xi h_0=0.172\times610=104.77(\text{mm})>2a'_s$$

$$A_s=\frac{\alpha_1f_c\xi bh_0+f'_yA'_s}{f_y}=\frac{1.0\times9.6\times0.172\times250\times610+360\times1017}{360}$$

$$=1716.47(\text{mm}^2)$$

选 5 ⌀22，$A_s=1900\text{mm}^2$。

验算二级框架抗震要求：

$$\xi=\frac{A_sf_y-A'_sf'_y}{\alpha_1f_cbh_0}=\frac{1900\times360-1017\times360}{9.6\times250\times610}=0.217<0.35$$

$$\frac{A'_s}{A_s}=\frac{1017}{1900}=0.53>0.3$$

$$A_s=1900\text{mm}^2>0.3\%bh=0.003\times250\times650=487.5(\text{mm}^2)$$

均满足要求。

同理可求出右端配筋。

2）斜截面承载力验算。

检验梁截面尺寸：

$$\frac{0.2\beta_cf_cbh_0}{\gamma_{RE}}=\frac{0.2\times1.0\times9.6\times250\times610}{0.85}=344\ 470.6\text{N}>V_b=330\ 320\text{N}$$

满足截面要求。

根据式(5.24)，有

$$\frac{A_{sv}}{s}\geqslant\frac{\gamma_{RE}V_b-0.42f_tbh_0}{1.25f_{yv}h_0}=\frac{0.85\times330\ 320-0.42\times1.1\times250\times610}{1.25\times210\times610}$$

$$=1.313(\text{mm}^2/\text{mm})$$

二级抗震等级要求，箍筋直径 $d\geqslant\phi8$，箍筋间距 $s=\min\{100,h/4,8d\}$。取双肢箍 $\phi10$@100，则

$$\frac{A_{sv}}{s}=\frac{2A_{sv1}}{s}=\frac{157}{100}=1.57>1.313$$

(2) 框架柱截面抗震承载力(以 Z_2 柱截面为例)。

1）轴力组合设计值和轴压比验算。

验算柱子轴压比时，

$$N_c=1.3N_E+1.2N_{GE}=1.3\times168.69+1.2\times1606=2146.5(\text{kN})$$

验算正截面承载力时，

$$N_c = 1.3N_E + 1.0N_{GE} = 1.3\times(-168.69) + 1.0\times 1606$$
$$= 1386.7(\text{kN}) \quad (\text{与柱端逆时针弯矩对应})$$
$$N_c = 1.3N_E + 1.0N_{GE} = 1.3\times 168.69 + 1.0\times 1606$$
$$= 1825.3(\text{kN}) \quad (\text{与柱端顺时针弯矩对应})$$

于是有

$$\frac{N_c}{f_c A} = \frac{2\ 146\ 500}{11.9\times 500\times 500} = 0.72 < 0.8$$

满足要求。

2)正截面承载力计算。

$M_c^b = 424\text{kN}\cdot\text{m}$，　$N_c = 1386.7\text{kN}$，　$h_0 = 500 - 40 = 460\text{mm}$

$$e_0 = \frac{M_c^b}{N_c} = \frac{424}{1386.7} = 305\text{mm}, \quad e_i = e_0 + e_a = 305 + 20 = 325\text{mm}$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5 f_c A}{N_c} = \frac{0.5\times 11.9\times 500\times 500}{1\ 386\ 700} = 1.07 > 1.0$$

取 $\zeta_1 = 1.0$。

$$\frac{l_0}{h} = \frac{4000}{500} = 8 < 15$$

取 $\zeta_2 = 1.0$。

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 e_i/h_0}\left(\frac{l_0}{h}\right)^2 \zeta_1\zeta_2 = 1 + \frac{1}{1400\times 313/460}\times 8^2\times 1.0\times 1.0 = 1.07$$

$$\eta e_i = 1.07\times 325 = 348\text{mm} > 0.3h_0 = 0.3\times 460 = 138\text{mm}$$

对称配筋

$$\xi = \frac{N_c}{f_c b h_0} = \frac{1386.7\times 10^3}{11.9\times 500\times 460} = 0.51 < \xi_b = 0.518$$

按大偏心受压构件计算，

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a_s = 348 + \frac{500}{2} - 40 = 558(\text{mm})$$

$$Ne \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\alpha_1 f_c b x\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s)\right]$$

$$A'_s \geqslant \frac{\gamma_{RE} Ne - \alpha_1 f_c b h_0^2 \xi\left(1 - \frac{\xi}{2}\right)}{f'_y (h_0 - a'_s)}$$

$$= \frac{0.8\times 1386.7\times 10^3\times 558 - 11.9\times 500\times 460^2\times 0.51\times\left(1 - \frac{0.51}{2}\right)}{360\times(460 - 40)}$$

$$= 930.3\text{mm}^2$$

选 4 ⌀18，$A'_s = 1017\text{mm}^2$。柱子四周均配筋 4 ⌀18，总配筋 12 ⌀18，$A_s = 3052\text{mm}^2$。

$$\rho = \frac{3052}{500\times 500} = 1.22\% > 0.8\%$$

满足要求。

3）斜截面抗剪承载力计算

柱截面尺寸验算：

$$\frac{1}{\gamma_{RE}}(0.2\beta_c f_c b h_0) = \frac{1}{0.85} \times (0.2 \times 1.0 \times 11.9 \times 500 \times 460)$$
$$= 644\ 000\text{N} > V_c = 232\ 500\text{N}$$

满足要求。

柱抗剪承载力验算：

若选 ϕ10@100 复合箍（见图 5.22），则箍筋直径 $d > \phi 8$，箍筋间距 $s \leqslant 100\text{mm}$ 及 $8d$（纵筋直径）$= 8 \times 18 = 144\text{mm}$，体积配箍率 $\rho_v = 8 \times 450 \times 78.5/(100 \times 450^2) = 1.4\% > \lambda_v f_c / f_{yv} = 0.154 \times 11.9/210 = 0.87\%$，均满足二级抗震等级柱加密区的箍筋构造要求（$\lambda_v$ 查表 5.17）。而且箍筋肢距不大于 200mm，对纵筋的约束要求也满足。对非加密区的配筋仅改为 ϕ10@200 复合箍即满足抗震构造要求，此时

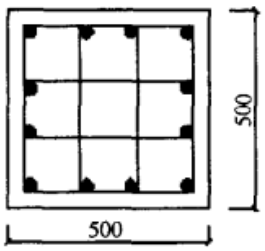


图 5.22　柱截面示意

$$\lambda = \frac{H_c}{2h_0} = \frac{3.675 \times 10^3}{2 \times 460} = 3.99 > 3$$

取 $\lambda = 3$。

$$V_u = \frac{1}{\gamma_{RE}}\left(\frac{1.05}{\lambda + 1.0} f_t b h_0 + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056\text{N}\right)$$
$$= \frac{1}{0.85} \times \left(\frac{1.05}{3 + 1.0} \times 1.27 \times 500 \times 460\right.$$
$$\left. + 210 \times \frac{4 \times 78.5}{200} \times 460 + 0.056 \times 1386.7 \times 10^3\right)$$
$$= 360.7 \times 10^3\text{N} > V_c = 232.5 \times 10^3\text{N}$$

满足要求。

（3）节点核心区验算。

由于梁宽 $b_b = b_c/2 = 250$，可以取 $b_j = b_c = 500$。而且节点四侧各梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的 1/2，正交方向的纵向框架梁高度不小于本横向框架梁高度 h_b 的 3/4，可以取交叉梁约束影响系数 $\eta_j = 1.5$。节点核心区配箍与柱端配箍相同。

截面尺寸验算：

$$\frac{1}{\gamma_{RE}}(0.3\eta_j \beta_c f_c b_j h_j)$$
$$= \frac{1}{0.85} \times (0.3 \times 1.5 \times 1.0 \times 11.9 \times 500 \times 500)$$
$$= 1575 \times 10^3\text{N} < V_j = 1674.51 \times 10^3\text{N}$$

不满足要求。应提高混凝土等级。从略。（注意：本应只有截面尺寸满足要求，才能继续下面的验算）

节点作用的轴力

$$N = 1.0N_{GE} + 1.3N_E = 1.0 \times 1232 - 1.3 \times 120.15$$
$$= 1075.8\text{kN} < 0.5f_cb_ch_c = 0.5 \times 11.9 \times 500^2 = 1487.5\text{kN}$$

抗震承载力验算：

$$V_u = \frac{1}{\gamma_{RE}}\left(1.1\eta_j f_t b_j h_j + 0.05\eta_j N\frac{b_j}{b_c} + f_{yv}A_{svj}\frac{h_{b0}-a_s'}{s}\right)$$
$$= \frac{1}{0.85}\left[1.1 \times 1.5 \times 1.27 \times 500^2 + 0.05 \times 1\,075\,800 \times \frac{500}{500} + 210 \times 4 \times 78.5\left(\frac{\frac{570+320}{2}}{100}\right)\right]$$
$$= 1024.82\text{kN} < V_j = 1674.51\text{kN}$$

节点核心区抗震能力不够，应当加大配筋量，重新验算。从略。

9. 罕遇地震作用下变形验算

本例题为 8 度设防的钢筋混凝土框架结构，应进行高于本地区设防烈度预估的罕遇地震作用下薄弱层(部位)的抗震变形验算。采用简化方法验算。

(1) 采用式(5.35)、式(5.36)按实际配筋计算各层梁端、柱端极限抗弯承载力(屈服弯矩)。

柱为对称配筋，各柱端有一个屈服弯矩，顺时针与逆时针弯矩相等。梁的上下配筋不一样，顺时针与逆时针的屈服弯矩不同，因此有两个不同的屈服弯矩。

以一层大梁为例

梁左端：

上部 $M_{byk} = f_{yk}A_{sb}(h_{b0}-a_s') = 400 \times 1900 \times (610-40) = 433.2 \times 10^6(\text{kN} \cdot \text{m})$

下部 $M_{byk} = 400 \times 1017 \times (610-40) = 231.88 \times 10^6(\text{kN} \cdot \text{m})$

梁右端：

上部 $M_{byk} = 400 \times 1473 \times (610-40) = 335.84 \times 10^6(\text{kN} \cdot \text{m})$

下部 $M_{byk} = 400 \times 530 \times (610-40) = 120.84 \times 10^6(\text{kN} \cdot \text{m})$

对于柱端弯矩，以第 1 层中柱的下端为例：

$$M_{cyk} = f_{yk}A_{sc}(h_0 - a_s') + 0.5N_Gh_c\left(1 - \frac{N_G}{f_{ck}b_ch_c}\right)$$
$$= 400 \times 1017 \times (460 - 40) + 0.5 \times 1\,606\,000 \times 500 \times \left(1 - \frac{1\,606\,000}{16.7 \times 500 \times 500}\right)$$
$$= 417.9(\text{kN} \cdot \text{m})$$

各层梁及柱端的屈服弯矩 M_{byk} 及 M_{cyk} 的计算结果已列于图 5.23 的方框之内。

(2) 确定各节点的失效机制及单柱屈服剪力。

已知各梁端与柱端的屈服弯矩之后，可按 5.3.6 节的方法，根据节点处梁、柱屈服弯

矩的数量关系，先判别预期的塑性铰位置，并利用式(5.37)～(5.39)确定柱端有效受弯承载力，再利用式(5.40)求出各单柱屈服剪力，其计算结果已列于图 5.23 中。

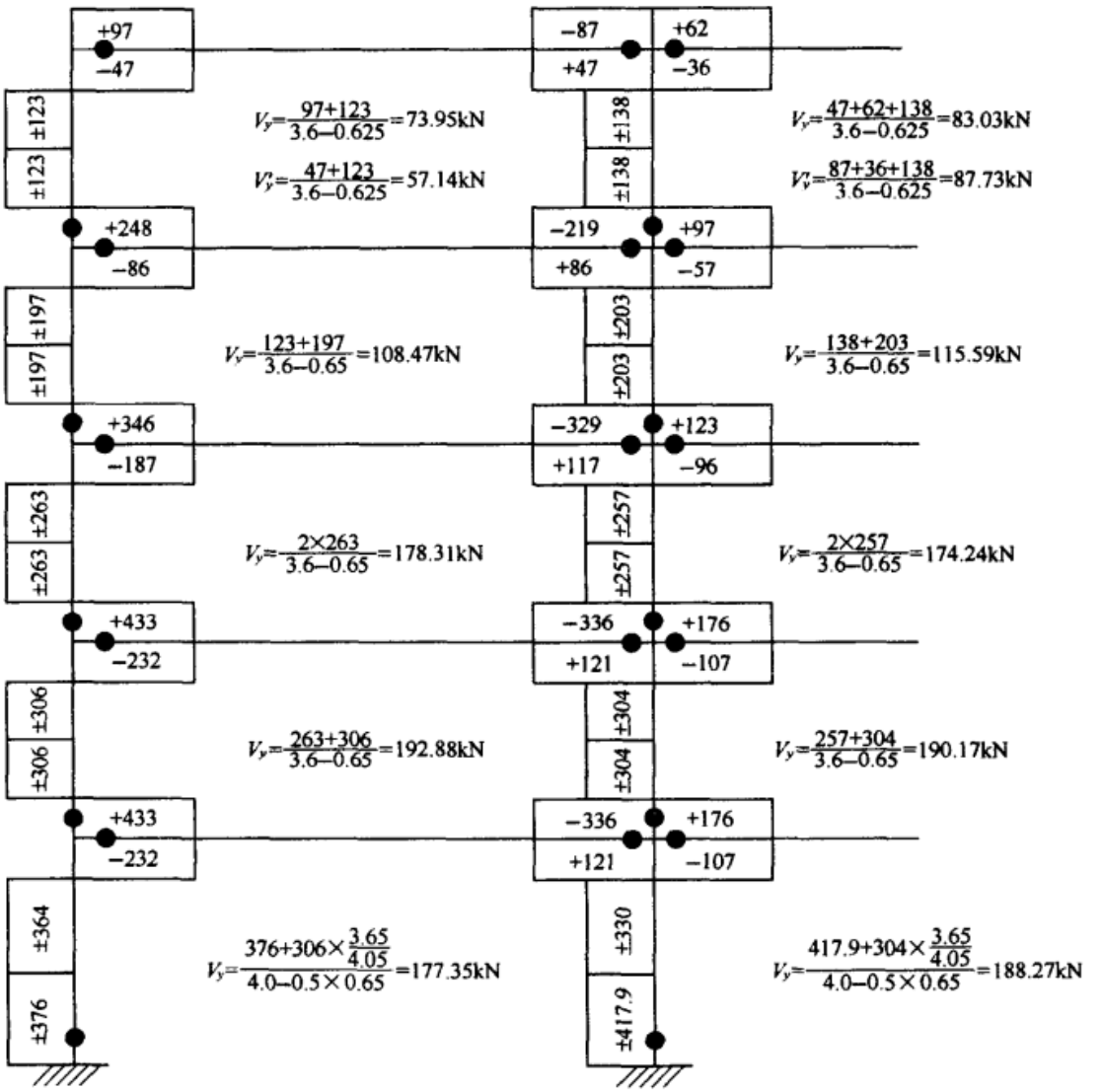


图 5.23　框架屈服机制和楼层抗剪强度标准值

(3) 计算各楼层的屈服剪力及楼层屈服强度系数 ξ_y。

1) 楼层的屈服剪力计算。

按式(5.41)计算。

2) 罕遇地震下楼层弹性地震剪力计算。

采用罕遇地震水平影响系数最大值，可按计算多遇地震下楼层弹性地震剪力的方法求得罕遇地震下楼层弹性地震剪力。但应当注意：罕遇地震时结构的填充墙均已破坏，因此结构自振周期计算时可不考虑周期折减系数。

本题利用表 3.2 罕遇地震水平影响系数最大值与多遇地震水平影响系数最大值的比

值(8 度时该比值为 0.9/0.16=5.625)及已有的多遇地震下楼层弹性地震剪力 V_e 的计算结果,直接将后者放大,由此得到罕遇地震下楼层弹性地震剪力 V_p。这只是一种近似处理。

3) 楼层屈服强度系数的计算。

按式(5.42)计算。

各楼层的屈服剪力、罕遇地震下楼层剪力及楼层屈服强度系数的计算结果列于表 5.25 中。

4) 判定是否需进行罕遇地震下薄弱层弹塑性变形验算及验算位置。

由表 5.25 可以看出,各楼层的 ξ_y 均小于 0.5,应进行薄弱层弹塑性变形验算。

表 5.25 中框架楼层屈服强度系数 ξ_y 值

层数	中框架楼层屈服剪力 V_y /kN	多遇地震下 V_e /kN	罕遇地震下 V_p/kN	ξ_y
5	73.95+83.03+57.14+87.73=301.85	1262.7×2×(11 380+14 640)/454 720=144.5	812.8	0.371
4	2×(108.47+115.59)=448.12	2164.6×2×(12 070+15 042)/474 140=247.5	1392.2	0.322
3	2×(178.31+174.24)=705.1	2847.2×2×(14 520+19 044)/573 400=333.3	1874.8	0.376
2	2×(192.88+190.17)=766.1	3310.3×2×(14 520+19 044)/573 400=387.5	2179.7	0.351
1	2×(177.35+188.27)=731.24	3581×2×(15 290+17 787)/595 320=397.9	2238.2	0.327

各楼层的 ξ_y 基本均匀,可以取底层为薄弱层。底层弹塑性位移增大系数可以查第三章表 3.16,得 $\eta_p(1)=1.95$。

(4) 层间弹塑性位移的验算。

1) 弹性层间位移的计算。

$$\Delta u_e(1) = \eta_e \frac{V_p(1)}{D(1)}$$

式中 η_e——弹性位移折减系数。这是因为在计算周期时考虑了非承重墙对周期的折减系数 Ψ_T,导致楼层地震剪力增大,而上式中 $D(1)$为纯框架的抗侧移刚度,没有考虑非承重墙体的刚度,使得算得的弹性位移偏大,因此考虑 η_e 值加以折减。由于此题地震剪力与$(1/T)^{0.9}$成正比,可以近似地取 $\eta_e \approx \Psi_T \approx 0.67$,由此得

$$\Delta u_e(1) = 0.67 \times \frac{2238.2}{66154} = 0.0229\text{m}$$

2) 弹塑性层间位移的验算。

$$\Delta u_p(1) = \eta_p \Delta u_e(1) = 1.95 \times 0.0229$$

$$= 0.045\text{m} < [\theta_p]h = \frac{1}{50} \times 4.0 = 0.080\text{m}$$

满足要求。

5.4 抗震墙结构的抗震设计

5.4.1 墙体布置及其抗震性能

钢筋混凝土抗震墙，即钢筋混凝土剪力墙，是配有竖向和水平受力钢筋的钢筋混凝土承重墙体。抗震墙结构由纵横方向的钢筋混凝土抗震墙和楼屋盖组成，形成刚度较大的抗侧力体系。抗震墙结构抗震设计对这类结构的总体性要求，详见 5.2 节。这是保证结构抗震性能的首要条件。这里做如下补充：

1. 关于结构中抗震墙的数量

在抗震墙结构中，抗震墙数量的增加，提高了结构的抗侧刚度；但如果墙体过多、结构刚度过大，会使地震作用过大。因此在方案阶段要合理地确定抗震墙的数量。建议以结构的基本周期 T_1 来判断抗震墙结构的合理刚度，宜使基本周期 T_1 控制在 $T_1=(0.04\sim0.05)N$（N 为结构总层数）。

2. 关于部分框支抗震墙结构

从使用角度考虑，有时需要在结构的底层形成较大空间，将钢筋混凝土抗震墙用框架柱来代替，成为框支层。此时框支层与上层相比刚度减小。如果减小得过多，形成很大的刚度突变，地震时底层会产生很大的塑性变形，导致结构破坏。因此，在地震区不允许采用这种在框支层完全以框架柱取代抗震墙的框支抗震墙结构，而只允许采用部分框支抗震墙结构，即在框支层应有足够数量的落地抗震墙，并符合 5.2 节中的要求。

3. 关于钢筋混凝土抗震墙体的抗震性能

抗震墙结构中的主要抗侧力构件是钢筋混凝土抗震墙。因此，抗震墙结构的抗震性能除了取决于结构总体布置外，还取决于墙体的抗震性能。墙体有不同的形式。例如，按墙体有无洞口，可以分为悬臂墙（墙体无洞口）和开洞墙（墙体有洞口）；按墙的高宽比，可以分为高墙、中高墙和低矮墙；当墙体周边有钢筋混凝土梁柱与墙体结合在一起时，称为带边框墙；等等。这些墙体的性能和破坏形态各不相同。

无洞口的抗震墙体，可以被视为竖向放置的钢筋混凝土悬臂构件，因此称为悬臂墙。悬臂墙承受竖向压力、水平剪力和弯矩的共同作用，其性能应符合钢筋混凝土压弯剪构件的基本规律，但与柱相比，墙的抗剪问题更为突出。

墙体的高宽比是影响其抗震性能的重要因素。高宽比大于 2.0 的抗震墙称为高墙，其破坏形态为弯曲破坏，具有较好的变形能力，属延性破坏；高宽比小于 1.0 的抗震墙称为低矮墙，一般说来，其破坏形态为剪切破坏，变形能力差，属脆性破坏；高宽比小于 2.0、大

于 1.0 的抗震墙称为中高墙，其破坏形态为弯剪破坏，抗震性能介于高墙和低矮墙之间。抗震设计要求结构构件具有足够的变形能力，因此宜尽量采用高墙，避免脆性破坏；对较长的抗震墙宜开设洞口，用连梁将整片墙分成高宽比较大的若干规则墙肢，使其成为联肢墙，以改善其抗震性能。

有洞口的抗震墙称为开洞抗震墙。洞口的布置会极大地影响抗震墙的性能。规则开洞，洞口成列、成排布置，能形成明确的墙肢和连梁，应力分布比较规则，又与当前普遍应用的程序计算简图较为相符，易于得到较可靠的计算结果。错洞墙体应力分布复杂，计算和构造比较困难，尽量不采用。重要部位，如：一、二、三级抗震墙的底部加强部位，不宜采用错洞布置。其他情况下如无法避免错洞墙，宜控制错洞墙洞口间的水平净距离不小于 2m，在洞口周边采用有效构造措施给予加强，并仔细分析计算。本书不重点涉及错洞墙的性能和设计。

规则开洞的抗震墙将墙体分为墙肢和连梁两类构件。墙肢和连梁的各自性能以及二者的匹配关系决定了墙体的抗震性能。理想的破坏形式是，连梁两端钢筋首先受弯屈服，然后墙肢发生弯曲破坏。在此过程中，不发生墙肢和连梁的剪切破坏。这样，连梁屈服后的塑性转动可以吸收大量的地震能量，又能继续传递弯矩和剪力，对墙肢有一定的约束作用，使整个墙体保持有足够的承载力、刚度和延性。

抗震墙设计应遵循强墙弱梁、强剪弱弯原则。即：① 避免连梁过强而使墙肢过早出现刚度和承载力退化及破坏。一般情况下，联肢墙宜采用弱连梁，即在地震作用下连梁的总约束弯矩不大于该层联肢墙所承受的约束弯矩的 20%。② 避免墙肢（含无洞口墙的墙体）和连梁的剪切破坏。首先是避免墙肢、墙体的剪切破坏，因为这会直接导致整个墙的脆性破坏；其次是尽量避免连梁过早的剪切破坏。这些对于提高抗震墙的抗震性能非常重要。

4. 关于抗震墙体的底部加强部位

合理设计的抗震墙体，其塑性铰应发生在墙根部。由于地震作用的变化及墙体受弯配筋变化的不适当，往往不易保证塑性铰的固定部位，这是不利的。为此，将墙体底部自墙根向上的一定范围作为底部加强部位，通过内力调整和配筋使塑性铰能发生在这个范围，并采取抗震加强措施，避免脆性的剪切破坏，提高延性，以改善整个结构的抗震性能。

底部加强部位的范围是：对于部分框支抗震墙结构的抗震墙，底部加强部位的高度可取框支层加框支层以上两层的高度及落地抗震墙总高度 H 的 1/8 二者中的较大值，且不大于 15m；其他结构的抗震墙，其底部加强部位的高度可取墙肢总高度 H 的 1/8 和底部两层二者中的较大值，且不大于 15m。对于带大底盘的高层抗震墙（含筒体）结构，上述抗震墙总高度 H 是指从地下室顶板以上算起的高度，底部加强部位应包括延伸到地下一层和在大底盘顶板以上至少一层（裙房与主楼相连时，宜高出裙房至少一层）的范围。当抗震墙高度超过 150m 时，底部加强部位的高度可取墙肢总高度的 1/10。

5.4.2 水平地震作用下抗震墙结构的结构分析

抗震墙结构中的钢筋混凝土抗震墙体既承担竖向荷载，又抵抗地震作用和风荷载等侧向力。

在竖向荷载下，荷载通过楼板传递到墙体，各片墙按其受荷范围内的竖向荷载进行计算。竖向荷载除在连梁内产生弯矩外，在墙肢内主要产生轴向力，可以用较简单的方法确定其内力。

抗震墙结构进行水平地震作用下抗震计算的思路及基本方法，与框架结构相同。对于大多数情况来说，结构分析时可采用 5.3 节所述的平面结构假定和楼屋盖刚度无穷大假定，且当结构的质量中心和刚度中心接近重合时，可不考虑整体扭转效应；一般情况下，抗震墙结构可沿结构平面两个主轴方向，分别计算水平地震作用并进行抗震验算；每一方向的水平地震作用全部由该方向的抗震墙承担，其总水平力按该方向各片墙体的等效刚度进行分配，从而得到相应的各自内力；然后进行内力组合及截面抗震承载力验算。

至于计算手段，工程上一般采用电算，简单的情况也可采用手算方法。

1. 抗震墙的等效刚度

抗震墙结构的主要构件是钢筋混凝土抗震墙体。抗震墙结构抗震计算的重要内容是要确定墙体的抗侧刚度。在计算时，除必须考虑墙体的弯曲变形外，一般还要考虑剪切变形；此外，洞口对墙体刚度有重要影响。

(1) 抗震墙根据开洞情况的分类。

单片抗震墙由于其开洞的情况不同而呈现出不同的特性。其主要影响因素有：洞口面积的大小，洞口的位置，墙肢及连梁的强弱程度等。为此，引入如下参数：

① 洞口面积比(或称洞口系数)ρ。ρ 定义为墙面的洞口面积与墙面毛面积的比值。

② 墙肢惯性矩比 I_A/I。其中，I 为抗震墙对组合截面形心的总惯性矩，I_A 为各墙肢截面对组合截面形心的面积二次矩之和，即

$$I_A = \sum_{j=1}^{m+1} A_j y_j^2 = I - \sum_{j=1}^{m+1} I_j \tag{5.46}$$

式中 I_j、A_j、y_j——第 j 墙肢的惯性矩、截面积及墙肢截面形心与墙组合截面形心之间的距离；

m——洞口列数。

③ 整体系数 α。α 按下式定义：

$$\alpha = H\sqrt{\frac{6}{\tau h\sum_{j=1}^{m+1} I_j}\sum_{j=1}^{m}\frac{I'_{bj}c_j^2}{a_j^3}} \tag{5.47}$$

式中 H——抗震墙总高度；

τ——系数，双肢时取为墙肢惯性矩比 I_A/I，3～4 肢时取为 0.80，5～7 肢时取为 0.85，8 肢以上时取为 0.90；

h——层高；

I'_{bj}——第 j 列洞口连梁考虑剪切变形的折算惯性矩；

a_j——第 j 列洞口连梁计算跨度 L_{bj} 的 1/2，L_{bj} 取为连梁净跨度 $2a_{0j}$ 加 1/2 连梁梁高；

c_j——第 j 列洞口两侧墙肢间轴线距离的 1/2。

第 j 列洞口连梁考虑剪切变形的折算惯性矩 I'_{bj} 计算公式为

$$I'_{bj}=\frac{I_{bj}}{1+\dfrac{3E_c\mu I_{bj}}{GA_{bj}a_j^2}} \tag{5.48}$$

式中 I_{bj}——连梁的惯性矩；

A_{bj}——连梁的截面积；

μ——截面剪应力不均匀系数，矩形截面取 $\mu=1.2$；

E_c、G——分别为混凝土弹性模量和剪切弹性模量。

根据以上参数并考虑洞口位置，抗震墙可分成以下几类(图 5.24)：

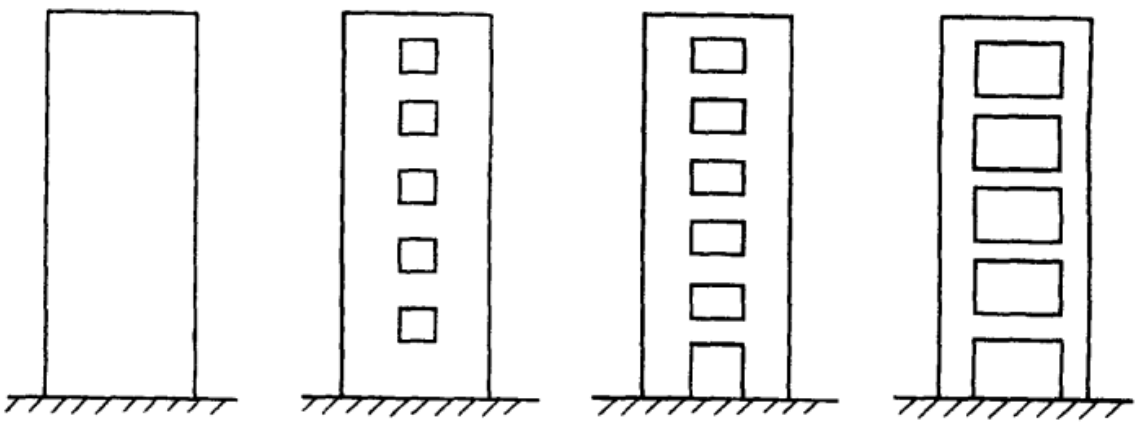


图 5.24 抗震墙分类

1) 整体墙。即无洞口墙，或洞口很小、同时满足如下条件的墙体：$\alpha>10$，$\rho\leqslant 0.15$，且洞口间的净距及洞口至墙边的净距大于洞口长边尺寸。这时可忽略洞口的影响。整体墙的应力可按平截面假定用材料力学公式计算。

2) 整体小开口墙。需满足的条件是：$\alpha\geqslant 10$，且 $I_A/I\leqslant\xi$(这里 ξ 值可按荷载类型由整体系数 α 和层数 n 查表 5.26)。此时，墙的整体性很强，墙肢不出现反弯点，墙体应力可按平截面假定计算，但应考虑小开口对截面应力的局部影响，对所得的应力加以修正。

3) 联肢墙(双肢墙或多肢墙)。需满足的条件是：$1.0<\alpha<10$，且 $I_A/I\leqslant\xi$。此时墙的

整体性不很强，墙肢不出现或很少出现反弯点，但墙肢截面应力分布与按平截面假定所得的应力相差很远，不能采用平截面假定计算整体应力再修正的办法。

表 5.26 ξ 值（倒三角形荷载下）

α	层 数 n					
	8	10	12	16	20	≥30
10	0.887	0.938	0.974	1.000	1.000	1.000
12	0.862	0.915	0.950	0.994	1.000	1.000
14	0.853	0.901	0.933	0.976	1.000	1.000
16	0.844	0.889	0.924	0.963	0.989	1.000
18	0.837	0.881	0.913	0.953	0.978	1.000
20	0.832	0.875	0.906	0.945	0.970	1.000
22	0.828	0.871	0.901	0.939	0.964	1.000
24	0.825	0.867	0.897	0.935	0.959	0.989
26	0.822	0.864	0.893	0.931	0.956	0.986
28	0.820	0.861	0.889	0.928	0.953	0.982
≥30	0.818	0.858	0.885	0.925	0.949	0.979

4）壁式框架。当洞口很大，$\alpha \geqslant 10$，且 $I_A/I > \xi$ 时，墙肢多出现反弯点，其受力特点与框架接近，称壁式框架。

5）大开口墙。当 $\alpha < 1.0$，墙肢间连梁很弱时，可忽略其影响，按各自独立的悬臂墙肢考虑。

（2）墙体等效刚度计算。

在抗震墙的计算中，为了简化计算，引入了墙体等效刚度的概念。抗震墙的等效刚度 E_cI_{eq}，是按顶点位移相等的原则，考虑抗震墙弯曲变形、剪切变形及洞口影响，将抗震墙的刚度折算成只考虑弯曲变形的等效悬臂杆件的弹性抗弯刚度的形式表达。因此，抗震墙的等效刚度不但与墙体类型有关，而且与荷载形式有关。对于沿竖向较均匀的结构，水平地震作用一般近似按倒三角形分布，但也会遇到需要顶部集中水平荷载及均布水平荷载作用下的抗震计算。因此，这里考虑了这 3 种荷载下的抗震墙等效刚度 E_cI_{eq} 计算。

1）整体墙。

在 3 种常用水平荷载下整体墙的等效刚度 E_cI_{eq} 分别为：

倒三角形分布水平荷载：

$$E_cI_{eq}=\frac{E_cI_w}{1+\dfrac{3.64\mu E_cI_w}{GA_wH^2}} \tag{5.49a}$$

均布水平荷载：

$$E_cI_{eq}=\frac{E_cI_w}{1+\dfrac{4\mu E_cI_w}{GA_wH^2}} \tag{5.49b}$$

顶部集中水平荷载：

$$E_cI_{eq}=\frac{E_cI_w}{1+\dfrac{3\mu E_cI_w}{GA_wH^2}} \tag{5.49c}$$

式中 E_c、G——混凝土的弹性模量、剪切弹性模量；

H——抗震墙的总高度；

μ——截面形状系数，对矩形截面取 1.20，工字形截面 μ=全面积/腹板面积，T 形截面的 μ 值见表 5.27；

表 5.27 T 形截面剪应力不均匀系数 μ

H/t \ B/t	2	4	6	8	10	12
2	1.383	1.496	1.521	1.511	1.483	1.445
4	1.441	1.876	2.287	2.682	3.061	3.424
6	1.362	1.097	2.033	2.367	2.698	3.026
8	1.313	1.572	1.838	2.106	2.374	2.641
10	1.283	1.489	1.707	1.927	2.148	2.370
12	1.264	1.432	1.614	1.800	1.988	2.178
15	1.245	1.374	1.519	1.669	1.820	1.973
20	1.228	1.317	1.422	1.534	1.648	1.763
30	1.214	1.264	1.328	1.399	1.473	1.549
40	1.208	1.240	1.284	1.334	1.387	1.442

注：B 为翼缘宽度；t 为抗震墙厚度；H 为抗震墙截面高度。

I_w——抗震墙水平截面的平均惯性矩，取有洞口和无洞口截面的惯性矩按层高的加权平均值，即 $I_w=\sum(I_ih_i)/\sum h_i$，其中，$I_i$ 和 h_i 为抗震墙沿高度方向各段的组合截面惯性矩和相应各段的高度。

A_w——抗震墙水平截面面积：对有小洞口的整体墙，考虑洞口削弱，取折算截面面

积，即，$A_w=\gamma_0 A$，其中，洞口削弱系数 $\gamma_0=1-1.25\sqrt{\frac{A_{0p}}{A_f}}$，$A$ 为墙水平截面毛面积，A_{0p}为墙体洞口总立面面积，A_f 为墙面总立面面积。

也可在此基础上做进一步简化，对 3 种荷载形式按如下统一简化公式计算：

$$E_cI_{eq}=\frac{E_cI_w}{1+\frac{9\mu I_w}{A_wH^2}} \tag{5.49d}$$

2）整体小开口墙。

在上述 3 种水平荷载下整体小开口墙的等效刚度 E_cI_{eq}统一简化公式为

$$E_cI_{eq}=\frac{0.8E_cI_w}{1+\frac{9\mu(0.8I_w)}{\sum A_iH^2}} \tag{5.50}$$

式中 $\sum A_i$——各墙肢截面面积之和。

3）联肢墙、壁式框架。

双肢墙的等效刚度计算公式见 5.4.3 节。对于其他情况，可根据水平荷载为倒三角形分布、均匀分布或顶部集中水平荷载，按下式之一确定其等效刚度：

倒三角形分布水平荷载：

$$E_cI_{eq}=\frac{11q_{max}H^4}{120u_1} \tag{5.51a}$$

均布水平荷载：

$$E_cI_{eq}=\frac{qH^4}{8u_2} \tag{5.51b}$$

顶部集中水平荷载：

$$E_cI_{eq}=\frac{PH^3}{3u_3} \tag{5.51c}$$

式中 q、q_{max}——分别为均布荷载值和倒三角形分布荷载的最大值；

P——顶部集中水平荷载值；

u_1、u_2、u_3——分别为倒三角形分布荷载、均布荷载和顶部集中水平荷载作用下产生的结构顶点水平位移。

（3）抗震墙的有效翼缘宽度。

在结构内力位移计算中，考虑到纵横向抗震墙相连时的共同作用，计算与水平地震作用处于相同方向的抗震墙（即平面内抗震墙）的墙体刚度时，应将与该墙端部相连的平面外墙体的一部分取作有效翼缘（即翼墙）。每一侧从墙面算起的有效翼缘宽度可取相邻抗震墙净间距的一半、至洞口边缘的距离和抗震墙总高度的 15%三者中的最小值。

2. 结构水平地震作用、地震内力计算及侧移验算

当抗震墙结构高度不超过 40m，且平面规则、质量和刚度沿高度分布比较均匀时，可

以采用底部剪力法进行水平地震作用计算和抗震验算。其主要计算步骤如下。

(1) 结构自振周期计算。

抗震墙结构可简化成底部嵌固的竖向悬臂杆件，其刚度为同一方向各墙体等效刚度之和 $\sum E_c I_{eq}$。结构基本周期 T_1 可采用顶点位移法，由下式确定：

$$T_1 = 1.7\sqrt{\Delta} \tag{5.52}$$

式中 Δ——按将结构重力荷载代表值水平作用在相应质点上计算出的结构顶点假想弹性位移(单位：m)。当质量沿高度分布比较均匀时，一般可将集中在各楼层质点处的重力荷载代表值 G_i 近似为沿结构高度连续均匀分布的水平荷载 q_G，即 $q_G = \sum G_i / H$，近似求出 Δ。

$$\Delta = \frac{q_G H^4}{8\sum E_c I_{eq}} \tag{5.53}$$

(2) 多遇地震作用下的结构水平地震作用和楼层内力、位移计算。

与框架结构相似，求出基本周期 T_1 后，利用第三章给出的底部剪力法的公式依次分别计算出抗震墙结构在多遇地震下的总水平地震作用标准值 F_{Ek}、各层水平地震作用标准值 F_i，以及当 $T_1 > T_g$ 时要考虑的主体结构顶层附加水平地震作用标准值 ΔF_n；还可以求出与之相应的各楼层的地震剪力 V_i、地震弯矩 M_i 和楼层水平位移 u_i。

(3) 结构弹性变形验算。

抗震墙结构在多遇地震下的弹性变形验算，应满足式(5.4)的要求。计算时，弹性层间位移角限值 $[\theta_e]$，按表 3.14 采用；第 i 楼层层间最大弹性位移 $\Delta u_e = u_i - u_{i-1}$，其中，$u_i$ 和 u_{i-1} 分别为多遇地震作用标准值产生的第 i 楼层和第 $(i-1)$ 楼层的水平位移值，计算时可先求出结构各楼层的 u_i，然后即可得到各层层间位移 Δu_e。

3. 结构水平地震作用及地震内力在各墙体间的分配

以上求出的抗震墙结构各层的地震作用(F_i 以及 ΔF_n)、地震内力(V_i 和 M_i)可按各片抗震墙刚度的比例分配到各片墙上。于是第 i 层第 j 片墙分得的地震作用 F_{ij}、ΔF_{nj} 和地震剪力 V_{ij}、地震弯矩 M_{ij} 分别为：

顶部附加地震作用：

$$\Delta F_{nj} = \frac{(E_c I)_j}{\sum (E_c I)} \Delta F_n \tag{5.54}$$

其余地震作用：

$$F_{ij} = \frac{(E_c I)_j}{\sum (E_c I)} F_i \tag{5.55}$$

地震剪力：

$$V_{ij} = \frac{(E_cI)_j}{\sum (E_cI)} V_i \tag{5.56}$$

地震弯矩：

$$M_{ij} = \frac{(E_cI)_j}{\sum (E_cI)} M_i \tag{5.57}$$

式中 $(E_cI)_j$、$\sum (E_cI)$——分别为该层墙体第 j 片墙的刚度和该层所有墙体的总刚度，当结构各墙体之间的刚度比沿高度变化不大时，也可近似地分别用 E_cI_{eqj} 和 $\sum E_cI_{eq}$ 代替。

在结构计算中应特别注意的是，选用的墙体等效刚度要与墙体类型和荷载形式相一致。当质量沿高度分布比较均匀、用顶点位移法确定结构自振周期需要计算结构顶点假想弹性位移时，应采用均布水平荷载作用下的等效刚度；与顶部附加水平地震作用 ΔF_n 有关的计算，要采用顶部集中水平荷载作用下的等效刚度；与其余水平地震作用 F_i 有关的计算，一般应采用倒三角荷载作用下的等效刚度。

5.4.3 墙体的内力计算和内力组合

经上述计算确定各片墙体所承担的水平地震作用及地震剪力、弯矩以后，要计算墙体各部位（墙肢、连梁等）的内力；然后，进行内力组合，求出墙肢、连梁的内力组合设计值。

1. 墙体内力计算方法

墙体的内力计算，按墙体的不同类型有不同的计算内容和方法。

(1) 整体墙。

对整体墙，可作为竖向悬臂构件按材料力学公式计算水平截面的应力分布及位移。

(2) 整体小开口墙。

整体小开口墙的截面应力分布虽与整体墙不同，但相差不多。可以用下面的近似公式由该墙体的整体截面内力计算墙肢内力，并确定连梁内力。

第 j 墙肢弯矩：

$$M_j = 0.85M \frac{I_j}{I} + 0.15M \frac{I_j}{\sum I_k} \tag{5.58}$$

第 j 墙肢轴力：

$$N_j = 0.85M \frac{A_j y_j}{I} \tag{5.59}$$

第 j 墙肢底层剪力：

$$V_j = V_0 \frac{A_j}{\sum A_k} \tag{5.60}$$

第 j 墙肢一般层剪力：

$$V_j = \frac{V}{2}\left(\frac{A_j}{\sum A_k} + \frac{I_j}{\sum I_k}\right) \tag{5.61}$$

式中 M、V——该墙体在计算截面处由荷载所产生的总弯矩、总剪力；

V_0——该墙体在底层截面处总剪力；

I_j、A_j、y_j——第 j 墙肢的截面惯性矩、截面面积和墙肢截面形心至组合截面形心的距离；

I——该墙体截面对组合截面形心的总惯性矩。

当墙体多数墙肢基本均匀、符合整体小开口墙的条件、但夹有个别细小墙肢时，对细小墙肢宜附加局部弯曲的影响，按下式计算其墙肢弯矩 M_j，即

$$M_j = M_{j0} + \Delta M_j \tag{5.62}$$

$$\Delta M_j = V_j \frac{h_{j0}}{2} \tag{5.63}$$

式中 M_{j0}——按整体小开口墙计算的墙肢弯矩；

ΔM_j——由于小墙肢局部弯曲增加的弯矩；

V_j、h_{j0}——小墙肢 j 的墙肢剪力和洞口高度。

连梁的剪力可由上下墙肢的轴力差计算。

关于整体小开口墙的位移计算，试验和分析表明：由于洞口的削弱，整体小开口墙的顶点位移比按材料力学公式计算的组合截面构件位移增大 20%，因此应按下式计算整体小开口墙的顶点位移：

倒三角形分布荷载下，

$$u = 1.2\frac{11q_{max}H^4}{120E_cI}\left(1 + \frac{3.64\mu E_cI}{GAH^2}\right) \tag{5.64a}$$

均布荷载下，

$$u = 1.2\frac{qH^4}{8E_cI}\left(1 + \frac{4\mu E_cI}{GAH^2}\right) \tag{5.64b}$$

顶部集中荷载下，

$$u = 1.2\frac{PH^3}{3E_cI}\left(1 + \frac{3\mu E_cI}{GAH^2}\right) \tag{5.64c}$$

式中 A——截面总面积。

(3) 联肢墙。

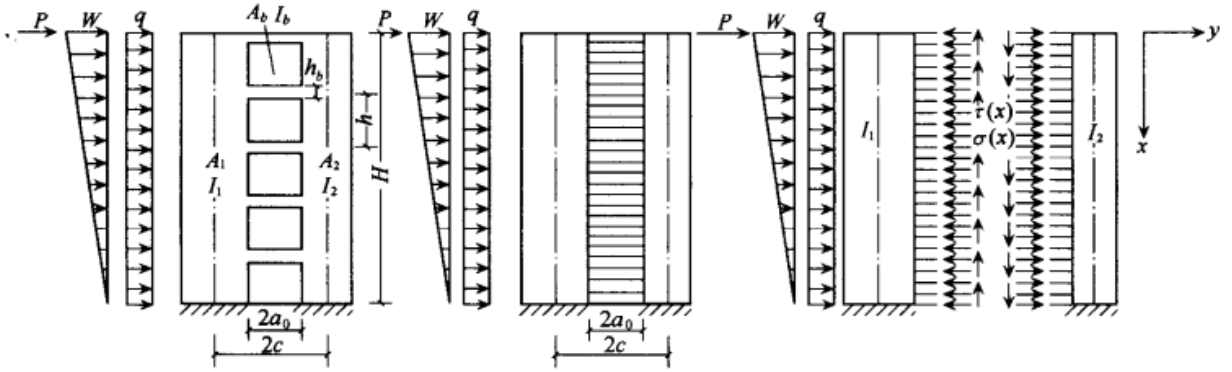
对于联肢墙(双肢墙或多肢墙)，可以把各墙肢间的作用连续化，列出微分方程求解。为此采用以下假定：

① 连梁的反弯点在跨中，连梁的作用可以用沿竖向均匀分布的连续弹性薄片代替；

② 各墙肢的变形曲线相似；

③ 连梁和墙肢考虑弯曲和剪切变形，墙肢还应考虑轴向变形影响。

现给出双肢墙的内力计算方法和主要公式(对照图 5.25)。



(a) 结构尺寸　　(b) 计算简图　　(c) 基本体系

图 5.25　双肢墙计算

1) 函数 $\Phi(\xi)$。

经求解双肢墙在上述假定下的基本方程，得到在不同水平荷载下的函数 $\Phi(\xi)$：

倒三角形分布荷载下，

$$\Phi(\xi)=1-(1-\xi)^2-\frac{2}{\alpha^2}+\left(\frac{2\mathrm{sh}\alpha}{\alpha}-1+\frac{2}{\alpha^2}\right)\frac{\mathrm{ch}\alpha\xi}{\mathrm{ch}\alpha}-\frac{2}{\alpha}\mathrm{sh}\alpha\xi \tag{5.65a}$$

均布荷载下，

$$\Phi(\xi)=\xi+\left(\frac{\mathrm{sh}\alpha}{\alpha}-1\right)\frac{\mathrm{ch}\alpha\xi}{\mathrm{ch}\alpha}-\frac{\mathrm{sh}\alpha\xi}{\alpha} \tag{5.65b}$$

顶部集中荷载下，

$$\Phi(\xi)=1-\frac{\mathrm{ch}\alpha\xi}{\mathrm{ch}\alpha} \tag{5.65c}$$

式中　ξ——墙体计算截面以墙体顶点为原点的相对坐标，即 $\xi=x/H$，H 为墙体总高度，x 为墙体计算截面至墙体顶点的距离；

α——考虑墙肢轴向变形的整体参数，由下式确定：

$$\alpha^2=\alpha_1^2+\frac{3H^2}{hSc}D$$

其中　α_1——未考虑墙肢轴向变形的整体参数，由下式确定：

$$\alpha_1^2=\frac{6H^2}{h(I_1+I_2)}D$$

D——连梁的刚度系数，$D=\dfrac{I'_b c^2}{a^3}$；

$S=\dfrac{2cA_1A_2}{A_1+A_2}$；

I_1、A_1 和 I_2、A_2——分别为墙肢 1 和墙肢 2 的截面惯性矩、截面积；

I'_b——连梁考虑剪切变形的折算惯性矩，按式(5.48)计算；

h——层高；

a——连梁计算跨度 L_b 的 1/2，L_b 取为连梁净跨度 $2a_0$ 加 1/2 连梁梁高 h_b；

c——两墙肢轴线之间距离的 1/2。

为计算方便，在均布水平荷载、倒三角形分布水平荷载和顶部集中水平荷载作用下的函数 $\Phi(\xi)$值可查附录 N 的表。

2) 连梁内力。

利用函数 $\Phi(\xi)$，可得到沿墙体高度连续分布的连梁约束弯矩函数 $m(\xi)$：

$$m(\xi)=V_0\frac{\alpha_1^2}{\alpha^2}\Phi(\xi) \tag{5.66}$$

式中 V_0——该墙体在底部(即 $\xi=1$ 处)的剪力值。

由此，可以分别求出连梁中心坐标位于距抗震墙顶点 x_i 处(相对坐标为 $\xi_i=x_i/H$)的第 i 层连梁的约束弯矩 m_i 及连梁剪力 V_{bi}、连梁梁端弯矩 M_{bi}：

$$m_i=m(\xi_i)h \tag{5.67}$$

$$V_{bi}=m(\xi_i)\frac{h}{2c} \tag{5.68}$$

$$M_{bi}=V_{bi}a_0 \tag{5.69}$$

3) 墙肢内力。

第 i 层墙体第 j 墙肢($j=1$、2)的轴力 N_{ij}、弯矩 M_{ij}及剪力 V_{ij}分别为

$$N_{ij}=\sum_{k=i}^{n}V_{bk} \tag{5.70}$$

$$M_{ij}=\frac{I_j}{I_1+I_2}M_i \tag{5.71}$$

$$V_{ij}=\frac{I'_j}{I'_1+I'_2}V_i \tag{5.72}$$

式中 $M_i=M_{pi}-\sum_{k=i}^{n}m_k$，

M_{pi}——该墙体所承担的水平地震作用在第 i 层截面处的倾覆力矩；

V_i——该墙体所承担的水平地震作用在第 i 层截面处产生的总剪力；

I'_j——第 j 墙肢考虑剪切变形的折算惯性矩，即

$$I'_j=\frac{I_j}{1+\dfrac{12E_c\mu I_j}{GA_jh^2}} \tag{5.73}$$

其中 I_j、A_j——第 j 墙肢的惯性矩和截面积；

h——层高；

μ——截面形状系数，对矩形截面取 1.20，工字形截面 μ=全面积/腹板面积。

4）双肢墙的顶部位移及等效刚度。

在均布水平荷载、倒三角形分布水平荷载和顶部集中水平荷载作用下双肢墙的顶部位移为：

倒三角形分布水平荷载下，

$$u = \frac{11V_0H^3}{60E_cI_{eq}} \tag{5.74a}$$

均布水平荷载下，

$$u = \frac{1V_0H^3}{8E_cI_{eq}} \tag{5.74b}$$

顶部集中水平荷载下，

$$u = \frac{1}{3}\frac{V_0H^3}{E_cI_{eq}} \tag{5.74c}$$

相应于这 3 种水平荷载的双肢墙等效刚度 E_cI_{eq} 分别为：

倒三角形分布水平荷载下，

$$E_cI_{eq} = \frac{E_c\sum I_j}{1 + 3.64\gamma^2 - \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2}(1 - \Psi_a)} \tag{5.75a}$$

均布水平荷载下，

$$E_cI_{eq} = \frac{E_c\sum I_j}{1 + 4\gamma^2 - \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2}(1 - \Psi_a)} \tag{5.75b}$$

顶部集中水平荷载下，

$$E_cI_{eq} = \frac{E_c\sum I_j}{1 + 3\gamma^2 - \frac{\alpha_1^2}{\alpha^2}(1 - \Psi_a)} \tag{5.75c}$$

式中 $\gamma^2 = \dfrac{\mu E_c\sum I_j}{H^2G\sum A_j}$；

Ψ_a——与 α 有关的系数，可查表 5.28。

（4）壁式框架。

表 5.28 Ψ_v 值表

α	倒三角荷载	均布荷载	顶部集中力	α	倒三角荷载	均布荷载	顶部集中力
1.000	0.720	0.722	0.715	11.000	0.026	0.027	0.022
1.500	0.537	0.540	0.528	11.500	0.023	0.025	0.020
2.000	0.399	0.403	0.388	12.000	0.022	0.023	0.019
2.500	0.302	0.306	0.290	12.500	0.020	0.021	0.017
3.000	0.234	0.238	0.222	13.000	0.019	0.020	0.016
3.500	0.186	0.190	0.175	13.500	0.017	0.018	0.015
4.000	0.151	0.155	0.140	14.000	0.016	0.017	0.014
4.500	0.125	0.128	0.115	14.500	0.015	0.016	0.013
5.000	0.105	0.108	0.096	15.000	0.014	0.015	0.012
5.500	0.089	0.092	0.081	15.500	0.013	0.014	0.011
6.000	0.077	0.080	0.069	16.000	0.012	0.013	0.010
6.500	0.067	0.070	0.060	16.500	0.012	0.013	0.010
7.000	0.058	0.061	0.052	17.000	0.011	0.012	0.009
7.500	0.052	0.054	0.046	17.500	0.010	0.011	0.009
8.000	0.046	0.048	0.041	18.000	0.010	0.011	0.008
8.500	0.041	0.043	0.036	18.500	0.009	0.010	0.008
9.000	0.037	0.039	0.032	19.000	0.009	0.009	0.007
9.500	0.034	0.035	0.029	19.500	0.008	0.009	0.007
10.000	0.031	0.032	0.027	20.000	0.008	0.009	0.007
10.500	0.028	0.030	0.024	20.500	0.008	0.008	0.006

壁式框架是洞口较大、连梁线刚度又大于或接近于墙肢线刚度的墙体，受力性能接近于框架，可以当作带刚域框架计算。其梁柱轴线即为连梁和墙肢的形心轴线。刚域的长度由下式计算(图 5.26)：

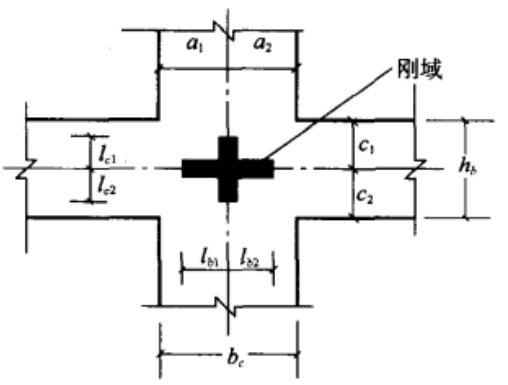


图 5.26 刚域

$$l_{b1} = a_1 - 0.25h_b \tag{5.76a}$$

$$l_{b2} = a_2 - 0.25h_b \tag{5.76b}$$

$$l_{c1} = c_1 - 0.25b_c \tag{5.76c}$$

$$l_{c2} = c_2 - 0.25b_c \tag{5.76d}$$

当计算的刚域长度小于零时，不考虑刚域影响。

带刚域杆的等效刚度 E_cI 可按下式计算：

$$E_cI = E_cI_0\eta_v\left(\frac{l}{l_0}\right)^3 \tag{5.77}$$

式中 E_cI_0、l_0——杆件中段(非刚域段)刚度和长度；

l——杆件包括刚域段的总长度；

η_v——考虑剪切变形的刚度折减系数，按表 5.29 取用(表中 h 为杆件中段截面高度)。

利用式(5.77)将带刚域的杆件变为具有等效等截面刚度的杆件之后，即可用 D 值法进行墙体等效刚度及内力位移简化计算。

应该指出的是，对于联肢墙等有连梁的墙体，在计算地震作用下的内力时连梁的刚度可以考虑折减，以免其内力过大，造成配筋设计困难。这相当于允许其适当开裂，把部分内力转移成墙肢内力。为保证连梁承受竖向荷载的能力，折减系数不宜小于 0.5。6 度、7 度时可取 0.7，8 度、9 度时可取 0.5。

2. 墙体内力组合

抗震墙结构各墙体构件(墙肢和连梁)的内力组合，采用与框架结构内力组合相同的原则和方法，求出组合内力设计值，以便按可能出现的最不利情况进行截面设计。

表 5.29 考虑剪切变形的刚度折减系数η_v

h/l_0	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
η_v	1.0	0.97	0.89	0.79	0.68	0.57	0.48	0.41	0.34	0.49	0.25

5.4.4 抗震墙截面抗震验算

1. 地震作用组合内力设计值的调整

(1) 墙肢截面组合弯矩设计值的确定。

为保证塑性铰出现在抗震墙底部加强部位，对一级抗震墙，底部加强部位及其以上一层的墙肢截面组合弯矩设计值均按墙肢底部截面组合弯矩设计值采用，其他部位墙肢均应采用各自的组合弯矩设计值乘以增大系数 1.2。

(2) 根据“强剪弱弯”原则的调整。

1) 抗震墙剪力设计值的调整。

一、二、三级的抗震墙底部加强部位，其截面地震作用组合的剪力设计值 V_w 应按下式确定：

$$V_w = \eta_{vw} V \tag{5.78}$$

9 度时尚应符合

$$V_w = 1.1 \frac{M_{wua}}{M} V \tag{5.79}$$

式中 V、M ——分别为抗震墙底部加强部位截面用内力组合方法计算得到而未经调整的考虑地震作用组合的剪力设计值和弯矩设计值（为区别起见，分别简称为剪力计算设计值和弯矩计算设计值）；

M_{wua} ——抗震墙底部截面按实配纵向钢筋面积、材料强度标准值和轴力，且考虑承载力抗震调整系数计算的抗震受弯承载力所对应的弯矩值，有翼墙时应计入墙两侧各一倍翼墙厚度范围内的纵向钢筋；

η_{vw} ——抗震墙剪力增大系数，一级为 1.6，二级为 1.4，三级为 1.2。

2）连梁剪力设计值的调整。

见 5.3.5 节。

（3）双肢墙墙肢截面的内力取值。

墙肢受拉开裂使其自身刚度退化，拉力越大则退化越多。当双肢墙某一墙肢拉力较大、刚度退化较多时，使大部分地震作用转为由另一受压墙肢承担。双肢墙应避免在地震作用和重力荷载的共同作用下出现墙肢小偏心受拉。当任一墙肢为大偏心受拉时，另一墙肢的组合弯矩设计值及剪力设计值应乘以增大系数 1.25。由于地震是往复作用，因此，当这种情况出现时，两个墙肢的内力一般都要做此调整。

部分框支抗震墙结构的落地抗震墙墙肢也不宜出现小偏心受拉，以避免全截面受拉开裂。

对于上面没有提到的情况，可直接采用考虑地震作用组合的剪力计算设计值和弯矩计算设计值进行截面设计，不做内力调整。

2. 抗震墙截面抗震验算

抗震墙截面抗震验算主要是对墙肢和连梁的验算。它们又各自包括正截面和斜截面的抗震承载力验算。截面抗震承载力验算的一般表达式见第三章式(3.116)。计算时，当对考虑地震作用的内力组合设计值有调整要求时，均取调整后的内力设计值；抗力函数中要考虑承载力抗震调整系数 γ_{RE}（取值见表 3.13）。

（1）墙肢和连梁的正截面抗震承载力设计计算。

连梁的正截面抗震承载力计算，可以将地震作用组合弯矩设计值与 γ_{RE} 的乘积作为弯矩设计值，然后直接采用非抗震设计时受弯构件正截面承载力计算公式即可。

墙肢截面形状可以是矩形截面或工字形截面、T 形截面（考虑翼缘的共同作用），其正

截面作用有轴力和弯矩，可以是偏心受压构件或偏心受拉构件。正截面抗震承载力计算时，可根据截面形状和受力情况，采用混凝土结构设计规范中非抗震设计时的相应计算公式，并将公式右端的抗力函数除以承载力抗震调整系数 γ_{RE}。也可采用如下公式进行计算（对照图 5.27）。

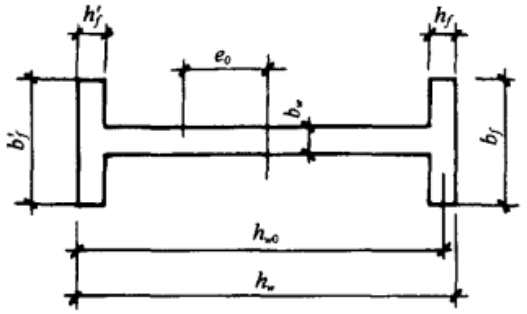


图 5.27　抗震墙工字形截面

1）矩形、T 形、工字形截面偏心受压抗震墙正截面抗震承载力计算公式：

$$N_w \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}[A'_s f'_y - A_s\sigma_s - N_{sw} + N_c] \tag{5.80}$$

$$M_w \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[A'_s f'_y(h_{w0} - a'_s) - M_{sw} + M_c - N_w\left(h_{w0} - \frac{h_w}{2}\right)\right] \tag{5.81}$$

当 $x \leqslant h'_f$ 时，中和轴在受压翼缘中，按宽度为 b'_f 的矩形截面计算，故有

$$N_c = \alpha_1 f_c b'_f x \tag{5.82a}$$

$$M_c = \alpha_1 f_c b'_f x\left(h_{w0} - \frac{x}{2}\right) \tag{5.83a}$$

而当 $x > h'_f$ 时，中和轴的位置在墙体腹部，有

$$N_c = \alpha_1 f_c b_w x + \alpha_1 f_c(b'_f - b_w)h'_f \tag{5.82b}$$

$$M_c = \alpha_1 f_c b_w x\left(h_{w0} - \frac{x}{2}\right) + \alpha_1 f_c(b'_f - b_w)h'_f\left(h_{w0} - \frac{h'_f}{2}\right) \tag{5.83b}$$

当 $x \leqslant \xi_b h_{w0}$ 时，属大偏心受压，抗震墙端部受拉钢筋和墙体腹部竖向分布钢筋均达到屈服，因此有

$$\sigma_s = f_y \tag{5.84a}$$

$$N_{sw} = \rho_w f_{yw} b_w(h_{w0} - 1.5x) \tag{5.85a}$$

$$M_{sw} = 0.5\rho_w f_{yw} b_w(h_{w0} - 1.5x)^2 \tag{5.86a}$$

当 $x > \xi_b h_{w0}$ 时，属小偏心受压，抗震墙端部受拉钢筋未达到屈服，墙体腹部竖向分布钢筋均不计入抗弯，从而有

$$\sigma_s = \frac{f_y}{\xi_b - \beta_1}\left(\frac{x}{h_{w0}} - \beta_1\right) \tag{5.84b}$$

$$N_{sw} = 0 \tag{5.85b}$$

$$M_{sw} = 0 \tag{5.86b}$$

式中 f_y、f'_y、f_{yw}——分别为抗震墙端部受拉钢筋、受压钢筋和墙体腹部截面竖向分布钢筋强度设计值；

ρ_w——墙体腹部截面竖向分布钢筋配筋率，$\rho_w = A_{sw}/(b_w h_{w0})$；

A_s、A'_s、A_{sw}——分别为抗震墙端部受拉钢筋、受压钢筋和墙体腹部截面竖向分布钢筋的截面积；

f_c——混凝土轴心抗压强度设计值；

α_1、β_1——混凝土受压区等效矩形应力图形的混凝土应力值系数和压区高度系数；

ξ_b——界限相对压区高度；

N_{sw}、M_{sw}——分别为墙体腹部截面竖向分布钢筋所承担的轴力值和弯矩值。

2）矩形截面对称配筋偏心受拉抗震墙正截面抗震承载力近似计算公式：

$$N_w \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} \frac{1}{\dfrac{1}{N_{0u}} + \dfrac{e_0}{M_{wu}}} \tag{5.87}$$

式中 N_w——地震作用组合轴向拉力设计值；

e_0——轴力作用点至截面重心的距离；

N_{0u}、M_{wu}——墙的轴心受拉承载力和正截面受弯承载力，分别按下式近似计算：

$$N_{0w} = 2A_s f_y + A_{sw} f_{yw} \tag{5.88}$$

$$M_{wu} = A_s f_y (h_{w0} - a'_s) + 0.5 A_{sw} f_{yw} (h_{w0} - a'_s) \tag{5.89}$$

（2）墙肢和连梁的斜截面抗震承载力设计计算。

1）斜截面抗震受剪承载力计算公式。

与框架梁柱的情况相似，抗震墙墙肢和连梁的斜截面抗震受剪承载力也需考虑混凝土由于地震反复作用使其抗剪能力降低的不利影响以及承载力抗震调整系数 γ_{RE}。

① 偏心受压抗震墙斜截面抗震受剪承载力计算公式：

$$V_w \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4 f_t b_w h_{w0} + 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right] \tag{5.90}$$

式中 N——考虑地震作用组合的抗震墙轴向压力设计值中的较小值，当 $N > 0.2 f_c b_w h_w$ 时，取 $N = 0.2 f_c b_w h_w$。

② 偏心受拉抗震墙斜截面抗震受剪承载力计算公式：

$$V_w \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.4 f_t b_w h_{w0} - 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} \right] \tag{5.91}$$

式中 N——考虑地震作用组合的抗震墙轴向拉力设计值中的较大值，当式中方括号内的计算值小于 $0.8 f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0}$ 时，取等于 $0.8 f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0}$。

在上述公式中，λ 为抗震墙计算截面处的剪跨比，取 $\lambda = M/(V h_{w0})$，M 和 V 为未经调

整的截面组合弯矩计算设计值和相应的剪力计算设计值，当计算截面与墙底之间的距离小于 $h_{w0}/2$ 时，λ 应按距墙底 $h_{w0}/2$ 处的 M 和 V 计算；当 $\lambda<1.5$ 时，取 $\lambda=1.5$；当 $\lambda>2.2$ 时，取 $\lambda=2.2$。

③ 抗震墙水平施工缝处的抗震验算。

抗震墙在水平施工缝处容易形成抗震薄弱环节。为避免其开裂后发生滑移，对按一级抗震墙水平施工缝处应进行抗震验算。施工缝处开裂后主要靠竖向钢筋和水平摩擦力抵抗滑移，因此，应符合如下要求：

$$V_w \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.6 f_y A_s + 0.8N) \tag{5.92}$$

式中 V_w——水平施工缝处的剪力设计值；

N——水平施工缝处不利组合的轴向力设计值，轴向压力为正值，轴向拉力为负值；

A_s——水平施工缝处的全部竖向钢筋截面面积，包括腹板竖向分布钢筋、附加竖向插筋及边缘构件（端部暗柱、翼柱，但不包括两侧翼墙）纵向钢筋的总截面面积。

当不能满足上述要求时，可设置附加竖向插筋，插筋在施工缝的上、下应有足够锚固长度。

④ 抗震墙连梁斜截面抗震受剪承载力计算公式：

跨高比大于 2.5 时，

$$V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[0.42 f_t b h_0 + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0\right] \tag{5.93}$$

跨高比不大于 2.5 时，

$$V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[0.38 f_t b h_0 + 0.9 f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0\right] \tag{5.94}$$

2）剪压比限值（最小截面尺寸的限制条件）。

抗震墙墙肢和连梁的截面尺寸应满足 5.3.5 节中式(5.28a)和式(5.28b)的要求。

5.4.5 抗震墙结构的抗震构造措施

1. 抗震墙厚度

为了使墙体具有足够的稳定性，抗震墙的厚度不宜过小。

抗震等级为一、二级时，两端有翼墙或端柱的抗震墙厚度不应小于 160mm，且不应小于层高的 1/20；三、四级不应小于 140mm，且不应小于层高的 1/25。一、二级时底部加强部位的墙厚不宜小于层高的 1/16 且不宜小于 200mm，当无端柱或翼墙时不应小于层高的 1/12。

抗震墙结构为 10 层或 10 层以上或高度超过 28m 时的墙厚还应符合高层规程更严

格的要求。

2. 抗震墙墙体分布钢筋的构造要求

抗震墙墙体竖向和水平分布钢筋在地震作用和竖向荷载下承受弯矩、剪力和轴力，同时还起到控制混凝土收缩裂缝和温度裂缝等作用。除应当按计算配筋之外，尚应满足下列构造要求：

(1) 钢筋布置要求。

抗震墙厚度大于 140mm 时，竖向和水平分布钢筋应双排布置；双排分布钢筋间拉筋的间距不应大于 600mm，直径不应小于 6mm；在底部加强部位，边缘构件以外的拉筋间距应适当加密。

(2) 分布钢筋直径、间距和最小配筋率要求。

1) 一、二、三级抗震墙的水平和竖向分布钢筋最小配筋率均不应小于 0.25%；四级抗震墙不应小于 0.20%；钢筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 300mm。

2) 在部分框支抗震墙结构的落地抗震墙底部加强部位，竖向及水平分布钢筋配筋率均不应小于 0.3%，钢筋间距不应大于 200mm。

3) 竖向及水平分布钢筋直径不宜大于墙厚的 1/10。

3. 抗震墙轴压比限值

轴压比是影响抗震墙墙肢延性的重要因素。轴压比超过一定限值时，很难成为延性抗震墙。抗震墙轴压比高的部位在底部，而底部加强部位又是抗震重要部位，应有较高延性要求。因此，尤其要限制此部位的轴压比。

具体要求是：对于底部加强部位，一级抗震墙在重力荷载代表值作用下墙体平均轴压比，9 度时不宜超过 0.4，8 度时不宜超过 0.5(高层抗震墙结构 7 度时也不宜超过 0.5)；二级抗震墙不宜超过 0.6。底部加强部位以上的一般部位，墙体平均轴压比不宜大于底部加强部位的墙体平均轴压比。

注意，这里在计算轴压比 $n=\dfrac{N}{f_cA}$ 时，N 为重力荷载代表值作用下墙肢的轴压力设计值，A 为墙肢截面面积，f_c 为混凝土轴心抗压强度设计值。

4. 抗震墙边缘构件的设置构造要求

抗震墙的边缘构件包括抗震墙两端及洞口两侧设置的暗柱、端柱、翼墙、转角墙。研究表明，抗震墙端部设置边缘构件，可以有效地改善其受压性能、增大延性。按照边缘构件的范围和配筋要求的不同，分为约束边缘构件和构造边缘构件，前者强于后者。

(1) 边缘构件的设置部位。

抗震墙两端和洞口两侧的边缘构件设置应符合下列要求：

1）对于一、二级抗震墙结构和框架-抗震墙结构中的抗震墙，应在其底部加强部位及相邻的上一层墙肢设置约束边缘构件，但当墙肢底截面在重力荷载代表值作用下的轴压比较小(即：一级9度时小于0.1、一级8度时小于0.2、二级时小于0.3)时，这些部位可设置构造边缘构件；一、二级墙的其他一般部位以及三、四级抗震墙结构和框架-抗震墙结构中的抗震墙，应设置构造边缘构件。

2）对于部分框支抗震墙结构中一、二级落地抗震墙的底部加强部位及相邻的上一层墙肢，两端应设置符合约束边缘构件要求的翼墙或端柱，洞口两侧应设置约束边缘构件；不落地的抗震墙，应在底部加强部位及相邻的上一层墙肢的两端设置约束边缘构件。

(2) 约束边缘构件的构造要求(图5.28)

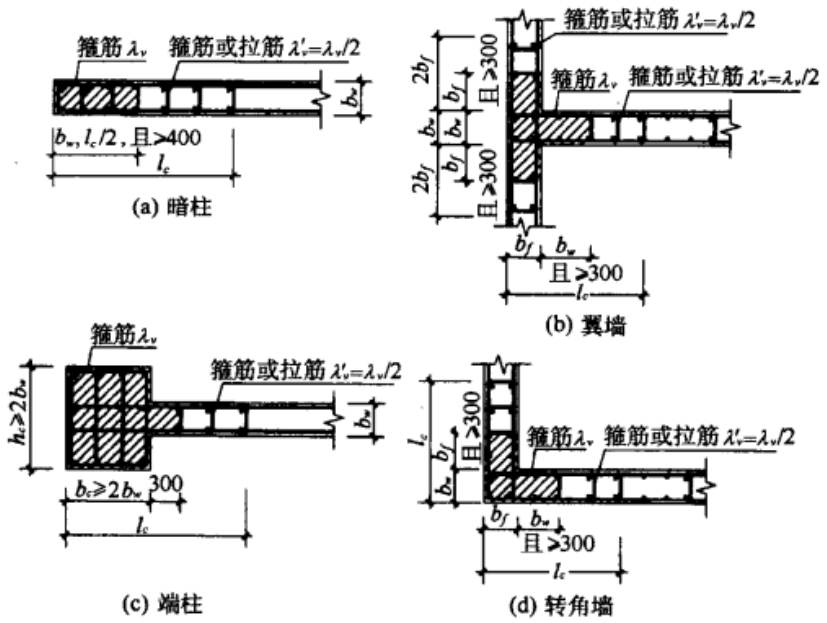


图5.28 抗震墙约束边缘构件

1）约束边缘构件沿墙肢的长度和配箍特征值应符合表5.30的要求；

2）一、二级抗震墙约束边缘构件在设置箍筋范围内的纵向钢筋配筋率，应分别不小于1.2%和1.0%。

(3) 构造边缘构件的构造要求。

1）构造边缘构件的范围，宜按图5.29采用。

2）构造边缘构件的配筋应符合表5.31的要求。其中，水平钢筋的形式，在底部加强部位和转角处采用箍筋，其他部位采用拉筋，转角处宜采用箍筋；纵向钢筋除应满足受弯承载力要求外，还应符合表中的最小配筋量要求。

表 5.30　约束边缘构件沿墙肢的长度 l_c 及其配箍特征值 λ_v

抗震等级		一级(9度)	一级(8度)	二级
λ_v		0.2	0.2	0.2
l_c /mm	暗柱	$0.25h_w$、$1.5b_w$、450 中的最大值	$0.2h_w$、$1.5b_w$、450 中的最大值	$0.2h_w$、$1.5b_w$、450 中的最大值
	端柱、翼墙或转角墙	$0.2h_w$、$1.5b_w$、450 中的最大值	$0.15h_w$、$1.5b_w$、450 中的最大值	$0.15h_w$、$1.5b_w$、450 中的最大值

注：1）翼墙长度小于其厚度 3 倍时，视为无翼墙抗震墙；端柱截面边长小于墙厚 2 倍时，视为无端柱抗震墙。

2）约束边缘构件沿墙肢长度除满足表中的要求外，当有端柱、翼墙或转角墙时，尚不应小于翼墙厚度或端柱沿墙肢方向截面高度加 300mm。

3）约束边缘构件的箍筋或拉筋沿竖向的间距，对一级抗震等级不宜大于 100mm，对二级抗震等级不宜大于 150mm。

4）h_w 为抗震墙墙肢的长度。

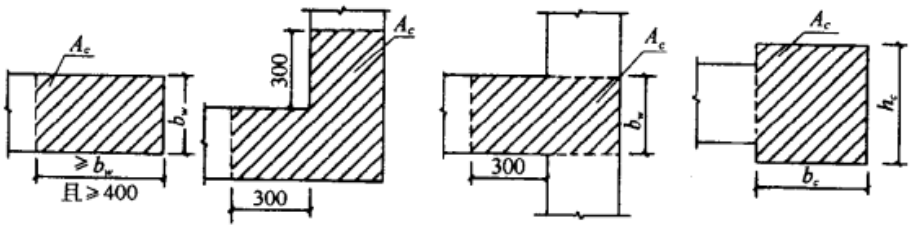


图 5.29　抗震墙构造边缘构件范围

5. 连梁的构造要求

连梁对抗震墙结构的抗震性能有重要影响。连梁的跨高比一般较小，因此要特别注意采取措施防止其脆性破坏，提高延性，使其进入弹塑性工作状态后仍能发挥良好的作用。连梁应当满足下列构造要求：

(1) 连梁上下纵筋伸入墙肢的长度不应小于抗震锚固长度 l_{aE}，且不应小于 600mm。

(2) 连梁沿全长箍筋的构造应满足框架梁梁端箍筋加密区的抗震构造要求。

(3) 顶层连梁纵筋伸入墙体的钢筋长度范围内，应设置间距不大于 150mm 的构造箍筋，构造箍筋的直径与该连梁的箍筋直径相同。

(4) 墙体水平分布钢筋应作为连梁的腰筋，在连梁范围内拉通连续配置；连梁截面高度大于 700mm 时，其两侧面的纵向构造钢筋(腰筋)直径不应小于 10mm，间距不应大于 200mm；对跨高比不大于 2.5 的连梁，其两侧面的纵向构造钢筋(腰筋)的面积配筋率不应小于 0.3%。

(5) 一、二级抗震墙跨高比不大于 2 且截面宽度不小于 200mm 的连梁，除普通箍筋外，宜另设斜向交叉构造箍筋，以改善其延性。

表 5.31　构造边缘构件的构造配筋要求

抗震等级	底部加强部位			其他部位		
	纵向钢筋最小配筋量	箍筋		纵向钢筋最小配筋量	箍筋或拉筋	
		最小直径/mm	沿竖向最大间距/mm		最小直径/mm	沿竖向最大间距/mm
一	0.01A_C 和 6 根直径为 16mm 的钢筋中的较大值	8	100	0.008A_C 和 6 根直径为 14mm 的钢筋中的较大值	8	150
二	0.008A_C 和 6 根直径为 14mm 的钢筋中的较大值	8	150	0.006A_C 和 6 根直径为 12mm 的钢筋中的较大值	8	200
三	0.005A_C 和 4 根直径为 12mm 的钢筋中的较大值	6	150	0.004A_C 和 4 根直径为 12mm 的钢筋中的较大值	6	200
四	0.005A_C 和 4 根直径为 12mm 的钢筋中的较大值	6	200	0.004A_C 和 4 根直径为 12mm 的钢筋中的较大值	6	250

注：1）A_C 为图 5.29 中所示的阴影面积。

2）对其他部位，拉筋的水平间距不应大于纵向钢筋间距的 2 倍，转角处宜设置箍筋。

3）当端柱承受集中荷载时，应满足框架柱配筋要求。

5.5　框架-抗震墙结构的抗震设计

5.5.1　框架-抗震墙结构的性能特点和抗震设计要求

1. 框架-抗震墙结构的受力变形特点

钢筋混凝土框架-抗震墙结构是由框架和抗震墙这两种抗侧力结构组成的结构体系。这两种结构在分别单独承受侧向力作用时，具有互不相同的受力变形特点。抗震墙相当于竖向悬臂梁，在侧向力作用下的变形曲线为弯曲型（即悬臂梁由弯曲变形产生的变形曲线形状）。其特点是，越接近结构顶部，其水平位移增长得越快，结构的上部层间位移大而下部层间位移较小。框架在侧向力作用下的变形曲线为剪切型，其形状类似于竖向悬臂梁由剪切变形产生的变形曲线。其特点是，结构的上部层间位移小而下部层间位移大，越接近结构顶部，其水平位移增长得越慢。框架-抗震墙结构通过平面内刚度很大的楼屋盖结构将框架和抗震墙结合在一起，使二者变形协调一致。因此，框架-抗震墙结构变形曲线的特点应该是上述两种曲线合起来之后的形状，介于两者之间，上下各层的层间位移相对比较均匀（图 5.30）。

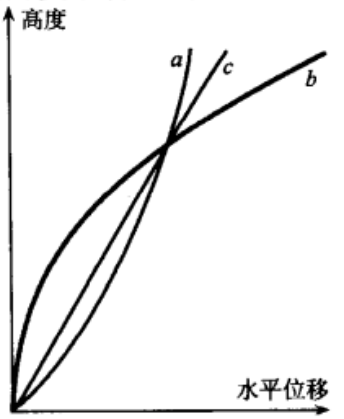


图 5.30　不同结构的变形曲线

a. 框架；b. 抗震墙；c. 框架-抗震墙

框架和抗震墙在框架-抗震墙结构体系中变形上的协调，决定了它们在这种结构体系中的内力分布不同于它们分别在框架结构和抗震墙结构中的内力分布。在框架结构和抗震墙结构中，框架和抗震墙的楼层地震剪力分别都是上部小、下部大，各楼层地震剪力方向与地震作用方向相同[与图 5.31(a)情形相同]。而在框架-抗震墙结构中情况有所不同(见图 5.31)：其中的抗震墙部分由于越向下其楼层位移越趋于减小，所以承担了下部楼层的大部分水平力，减小了下部本来应该很大的框架内力和框架层间位移；在上部各楼层，抗震墙本来应该变形大，有“向外甩”的趋势，而框架本来应该层间位移小，将抗震墙“往回拉”，这就使抗震墙在上部成为框架的一种“额外负担”，加大了本来应该很小的框架内力，而框架的存在则减小了抗震墙的上部变形。因此，在结构顶部，虽然外力产生的楼层总剪力较小，但由于框架和抗震墙的相互作用，使框架中的剪力往往相当大。由以上机理，导致了框架-抗震墙结构内力分布的如下特点：①在框架-抗震墙结构中，框架部分的地震剪力沿高度的分布比纯框架结构相对均匀一些，最大剪力一般出现在中间某些层，甚至可能在上层，而抗震墙部分的地震剪力沿高度方向变化很大，而且有反弯点，下部是与地震作用同方向的，顶部附近是反方向的；② 框架部分和抗震墙部分之间按照位移协调的条件进行内力分配，在不同楼层高度处，内力分配的比例不是一个固定值。

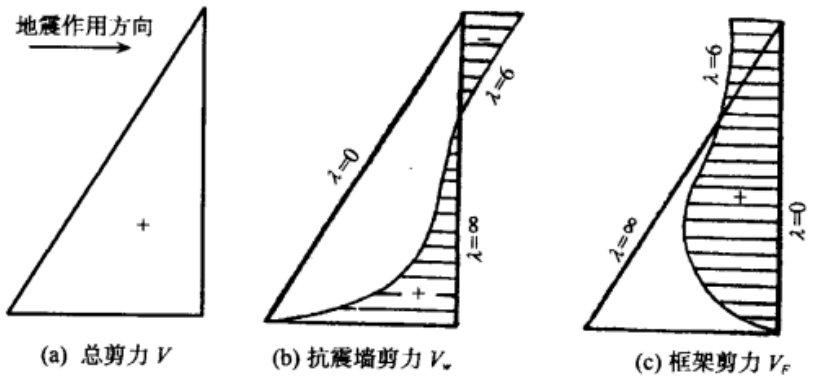


图 5.31 框架-抗震墙结构的剪力分布

只有在正确地认识框架-抗震墙结构的这些特点的基础上，才能合理进行结构布置，并采取相应的设计计算和构造措施，以保证这种结构形式的抗震安全，力求发挥其优势。

2. 框架-抗震墙结构的多道抗震防线作用

抗震设计对于结构体系的一项重要要求是设有多道抗震防线。框架-抗震墙结构作为双重结构体系可以较好地体现这种抗震设计思想。具体机理是：抗震墙部分和框架部分刚度相差较大，地震时，刚度大的抗震墙首先形成第一道抗震防线。在弹性地震反应阶段(如：在多遇地震时)，抗震墙是主要抗侧力构件，承担大部分水平地震作用。但在地震作用加大以后(如：在基本烈度地震时)，抗震墙会因开裂发生刚度的退化，在其与框架形成的整个抗侧力协同工作结构体系中，框架作为第二道防线所起的作用增大。在罕遇地震时，

抗震墙和框架发生屈服，刚度均已大大降低(但应仍能具有一定的耗能能力)，这使结构的地震作用减小，此时作为第二道防线的框架起着支撑结构中主要竖向荷载的重要作用，保持结构的整体稳定，防止倒塌。

当然，这一切实现的前提，取决于合理可靠的抗震设计。

3. 抗震设计的总体性要求

抗震设计对框架-抗震墙结构体系的总体性要求，详见 5.2 节中有关对框架-抗震墙结构的规定。这对保证结构的抗震性能至关重要。除了结构体系中的一些共性问题外，这里强调以下几点。

(1) 对楼屋盖的要求。

框架-抗震墙结构在侧向力作用下能够作为一个整体有效地工作，其前提是框架部分和抗震墙部分之间能够协同变形，有效地实现力和位移的传递。而这主要是靠楼屋盖来实现的。因此，框架-抗震墙结构对楼屋盖的水平刚度和整体性要求很高。规范对此有明确规定，如：限制抗震墙之间的楼屋盖的最大长度，规定应采用现浇楼屋盖结构的条件，规定加强楼屋盖整体性的措施等。还要注意保证楼屋盖与抗震墙之间有可靠连接。

(2) 对抗震墙的要求。

框架-抗震墙结构合理布置的关键是抗震墙的布置。除了要合理确定其平面位置外，要注意沿竖向宜贯通房屋全高，不要半截中断或跳层；还应使其在数量上合理。

所谓抗震墙在数量上合理，是指数量要足够又不过多。首先，为了能够发挥这种结构体系的性能，需要足够数量的抗震墙给予保证，以抗震墙能分配到不小于结构体系在地震作用下总倾覆力矩的 50%作为定量要求，不宜太少，并应使结构层间位移不超过规定限值；另一方面，抗震墙也不宜过多，因为这会使结构总刚度过大，地震作用过大，且绝大部分会被吸引到抗震墙上，这是不合理和不经济的。一般情况下，抗震墙的合理数量宜使框架-抗震墙结构的刚度特征值 λ(其定义见 5.5.2 节)大约在如下范围：

$$1 \leqslant \lambda \leqslant 2.4$$

框架-抗震墙结构中的抗震墙是体系的第一道抗震防线和主要抗侧力构件，在墙体抗震性能，特别是变形和耗能能力方面比一般抗震墙结构中的抗震墙有更高的要求和相对更严格的规定。其中属于总体性方面的规定主要有：

1) 在结构高度相同时，其抗震等级高于(或至少是等于)一般抗震墙的抗震等级(见表 5.5、表 5.6)。

2) 抗震墙体的周边应设置梁和端柱组成的边框，成为带边框的抗震墙，以提高墙的承载力和稳定性。

3) 墙体不宜开设大洞口，以防止刚度突变或承载力削弱，且洞口边距端柱不宜小于 300mm。

4) 墙中的连梁宜具有适当的刚度、承载能力和耗能能力，一、二级墙的连梁截面高度

不宜小于400mm，跨高比不宜大于5。

4. 框架-抗震墙结构的抗震计算方法

框架-抗震墙结构抗震计算一般采用电算，也可用手算方法计算较为简单的结构。

框架-抗震墙结构抗震计算不同于框架结构和抗震墙结构的一个最重要的特点，是在结构整体分析时要进行框架与抗震墙的协同工作计算。其计算方法有矩阵位移法和简化计算方法两类。

矩阵位移法以结构力学为基础，一般以框架梁柱为杆件单元，抗震墙被简化为受弯杆件，与抗震墙相连的杆件被模型化为带刚域的杆件单元，并假定楼板水平刚度无限大，进行框架-抗震墙结构的整体空间协同工作分析，直接求出结构的位移和各杆件的内力。这类方法是比较精确的方法，但必须采用电算。

框架-抗震墙结构采用手算简化方法的计算分为两步进行。第一步是采用微分方程法进行框架-抗震墙协同工作体系的结构分析，即，在引入一些基本假定的基础上，将框架-抗震墙结构中的所有框架和抗震墙分别合并为总框架和总抗震墙，通过总连梁连接，建立变形协调微分方程并求解，得到内力和位移函数，由此求得结构体系在各层的位移和总框架、总抗震墙的内力；第二步是将总框架、总抗震墙的内力分配到各单片框架和抗震墙。下面介绍当不考虑结构整体扭转时这种简化计算方法的主要公式。

5.5.2 框架-抗震墙结构抗震计算的简化方法

1. 框架-抗震墙结构协同工作体系的计算简化

(1) 简化的基本体系。

实际工程中的框架-抗震墙结构是个复杂的空间超静定结构。为了简化计算，当结构只有平动水平位移时可作如下基本假定：

① 各层楼屋盖在自身平面内刚度无穷大，各平面抗侧力结构之间通过楼屋盖联系而协同工作，因此同一楼层处所有框架和抗震墙的水平位移均相等；

② 水平地震作用由框架和抗震墙共同承担。

由于有上述假定，可以把同一结构单元内的所有框架和抗震墙分别合并为总框架和总抗震墙，在总框架和总抗震墙之间用无轴向变形的总连梁连接。这里，总框架和总抗震墙分别按框架结构和抗震墙结构单独工作时的变形特点考虑其刚度。因此，总框架相当于竖向悬臂剪切构件，总抗震墙相当于竖向悬臂弯曲构件。

至于连梁的连接形式，根据实际情况，可有两种不同的处理：

1) 当框架和抗震墙之间只是通过楼板连接时[如图5.32(a)所示结构在考虑横向工作的情况]，总连梁代表楼板。由于楼板在平面外的刚度一般是忽略的，因此只能保证二者水平位移相同，而不能传递弯矩。这样，连梁可进一步简化为铰接链杆，得到如图5.32(b)

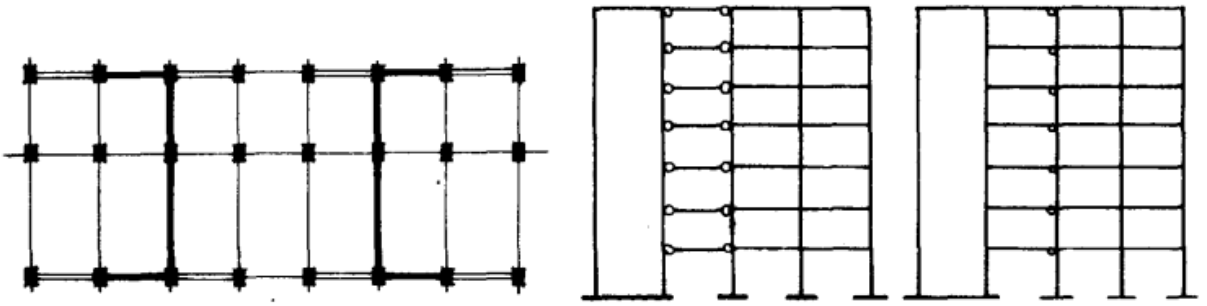


图 5.32　框架-抗震墙结构协同工作体系简图

所示的简图，称为铰接体系。

2) 若在框架和抗震墙之间起连接作用的除楼板外还有在平面内与抗震墙刚接的框架梁[如图 5.32(a)所示结构考虑纵向工作的情况，此时用双线表示的 8 根梁与抗震墙刚接]，这种梁能够传递弯矩和剪力，对于抗震墙的约束作用一般是不忽略的，因此连梁与抗震墙之间的连接可视为刚接，如图 5.32(c)所示，称为刚接体系。此例中，上述 8 根梁应合并在总连梁中。

(2) 总框架和总抗震墙的刚度。

总框架刚度和总抗震墙刚度的确定分别以在计算框架结构和抗震墙结构刚度时的假定和方法为基础。

总抗震墙的等效抗弯刚度 E_cI_{eq} 是所有单片抗震墙等效刚度之和，即有

$$E_cI_{eq} = \sum (E_cI_{eq})_j \tag{5.95}$$

式中　$(E_cI_{eq})_j$——第 j 片抗震墙的等效刚度，应根据抗震墙的类型，按 5.4.2 节的相应公式计算。

总框架的刚度在这里用剪切刚度(也称抗推刚度)表示。总框架的剪切刚度 C_F 是所有柱剪切刚度 C_{Fj} 之和。这里，框架(或柱)剪切刚度的定义是，框架(或柱)产生单位层间变形角时所需要的水平推力。柱剪切刚度 C_{Fj} 可由 D 值(见 5.3 节)求得，即，对于 D 值为 D_j 且层高为 h 的第 j 柱，$C_{Fj}=hD_j$。因此，有

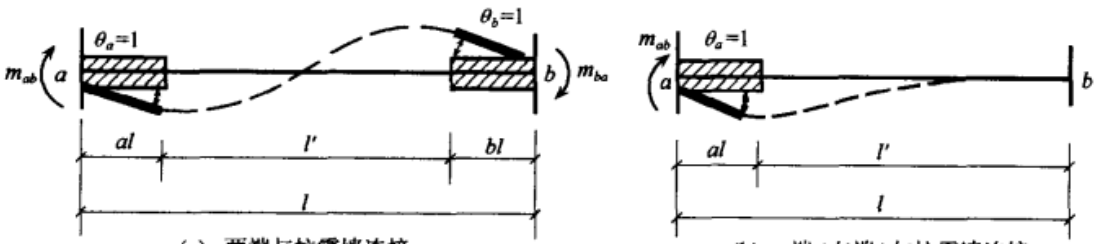
$$C_F = \sum C_{Fj} = h\sum D_j \tag{5.96}$$

应该指出，在框架-抗震墙结构协同工作的简化计算方法中，假定总抗震墙各层的等效抗弯刚度相等、总框架各层的剪切刚度相等。这在实际工程中很难做到。如果相差不大，则可用加权平均的方法求得近似的总抗震墙等效抗弯刚度 E_cI_{eq} 和总框架剪切刚度 C_F。

(3) 刚接体系中的连梁约束刚度。

对于刚接体系，连梁对抗震墙肢的约束弯矩增大了结构体系的剪切刚度，连梁的这种附加作用可称为连梁的约束刚度(或称等效剪切刚度)。总连梁的约束刚度 C_b 是所有与抗震墙刚接的连梁约束刚度之和。连梁与墙肢的连接，可以是一端连接(如框架与墙肢之间

的连接),也可以是两端连接(如墙肢与墙肢的连接)。这里,我们考虑的连梁对抗震墙肢的约束,是指对墙肢轴线的约束。由于连梁在墙内部分的抗弯刚度可视为无穷大,故连梁在与墙肢连接的一端可以简化为刚域(图 5.33)。刚域长度可取从墙肢形心轴到连梁边的距离减去 1/4 连梁高度。于是,连梁约束刚度就可以通过一端或两端带刚域的梁的梁端约束弯矩来表示。



(a) 两端与抗震墙连接　　(b) 一端(左端)与抗震墙连接

图 5.33　刚接体系连梁的简化

对两端带刚域的梁[图 5.33(a)],当两端发生单位转角时,梁两端的约束弯矩系数分别为

$$m_{ab}=\frac{1+a-b}{(1+\beta)(1-a-b)^3}\frac{6E_cI_b}{l} \tag{5.97a}$$

$$m_{ba}=\frac{1+b-a}{(1+\beta)(1-a-b)^3}\frac{6E_cI_b}{l} \tag{5.97b}$$

$$\beta=\frac{12\mu E_cI_b}{GAl'^2}\ (\text{如不考虑剪切变形,取 }\beta=0)$$

式中　E_c、G——混凝土弹性模量和剪切模量;

I_b——连梁截面惯性矩;其余各符号的意义见图 5.33。

在式(5.97a)中,令 $b=0$,则得仅左端带有刚域的梁在该端的约束弯矩系数[对照图 5.33(b)]

$$m_{ab}=\frac{1+a}{(1+\beta)(1-a)^3}\frac{6E_cI_b}{l} \tag{5.98a}$$

同理可得仅右端带有刚域的梁在该端的约束弯矩系数

$$m_{ba}=\frac{1+b}{(1+\beta)(1-b)^3}\frac{6E_cI_b}{l} \tag{5.98b}$$

如果层高为 h,将连梁端约束弯矩沿高度连续化,则可得第 j 梁端对与之相连的墙肢在本层层高范围的线约束弯矩系数为 m_{abj}/h(或 m_{baj}/h),这是一个连梁梁端对一个墙肢在某一层范围内的约束刚度;如果结构各层层高相同、与该墙肢相连的各层连梁自下到上也相同,则这也就是连梁对该墙肢沿全高范围的约束刚度。再进一步,如果每层均有 n 个与抗震墙刚接的连梁梁端,则总连梁的约束刚度 C_b 就等于所有梁端的约束刚度之和,即,

$$C_b = \sum_{j=1}^{n}\left(\frac{m_{ab}}{h}\right)_j \tag{5.99a}$$

式中 m_{ab}——是指 m_{ab}和 m_{ba}；

n——同一层连梁与抗震墙刚接的所有梁端数：每根两端有刚域的连梁是 2 个梁端，每根一端有刚域的连梁是 1 个梁端。

当各层有变化时，应取各层连梁约束刚度关于层高 h 的加权平均值作为总连梁的约束刚度：

$$C_b = \frac{\sum\left(\frac{m_{ab}}{h}\right)h}{\sum h} \tag{5.99b}$$

(4) 框架-抗震墙结构协同工作体系的刚度特征值。

框架-抗震墙结构协同工作体系的刚度特征值 λ 一般定义为

$$\lambda = H\sqrt{\frac{C_F + C_b}{E_c I_{eq}}} \tag{5.100a}$$

式中 H——结构总高度。

对于铰接体系，$C_b=0$，即

$$\lambda = H\sqrt{\frac{C_F}{E_c I_{eq}}} \tag{5.100b}$$

刚度特征值 λ 是反映总框架(包括总连梁)和总抗震墙之间相对刚度的重要参数，对于结构体系的受力变形性能、总框架和总抗震墙之间的内力分配有很大影响。纯抗震墙结构时，$\lambda=0$；纯框架结构时，$\lambda=\infty$；当 λ 较小时，结构体系的变形曲线由抗震墙的变形起主导作用，接近于弯曲型，抗震墙承担很大比例的地震作用，框架分配到的地震剪力很少；而当 λ 较大时，则情况正相反。因此，合理选择 λ 值非常重要。

2. 框架-抗震墙结构在水平荷载下的计算公式、图表及使用方法

(1) 框架-抗震墙铰接体系。

1) 倒三角形分布水平荷载下，

$$\frac{y(\xi)}{f_H} = \frac{120}{11}\frac{1}{\lambda^2}\left[\left(\frac{\mathrm{sh}\lambda}{2\lambda} - \frac{\mathrm{sh}\lambda}{\lambda^3} + \frac{1}{\lambda^2}\right)\frac{\mathrm{ch}\lambda\xi - 1}{\mathrm{ch}\lambda} + \left(\xi - \frac{\mathrm{sh}\lambda\xi}{\lambda}\right)\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{\lambda^2}\right) - \frac{\xi^3}{6}\right] \tag{5.101a}$$

$$\frac{M_w(\xi)}{M_0} = \frac{3}{\lambda^3}\left[\left(\frac{\lambda^2\mathrm{sh}\lambda}{2} - \mathrm{sh}\lambda + \lambda\right)\frac{\mathrm{ch}\lambda\xi}{\mathrm{ch}\lambda} - \left(\frac{\lambda^2}{2} - 1\right)\mathrm{sh}\lambda\xi - \lambda\xi\right] \tag{5.101b}$$

$$\frac{V_w(\xi)}{V_0} = -\frac{2}{\lambda^2}\left[\left(\frac{\lambda^2\mathrm{sh}\lambda}{2} - \mathrm{sh}\lambda + \lambda\right)\frac{\mathrm{sh}\lambda\xi}{\mathrm{ch}\lambda} - \left(\frac{\lambda^2}{2} - 1\right)\mathrm{ch}\lambda\xi - 1\right] \tag{5.101c}$$

$$\frac{V_F(\xi)}{V_0} = (1 - \xi^2) - \frac{V_w(\xi)}{V_0} \tag{5.101d}$$

2）均布水平荷载下，

$$\frac{y(\xi)}{f_H}=\frac{8}{\lambda^4}\left[(\lambda\mathrm{sh}\lambda+1)\frac{\mathrm{ch}\lambda\xi-1}{\mathrm{ch}\lambda}+\lambda\mathrm{sh}\lambda\xi+\lambda^2\xi\left(1-\frac{\xi}{2}\right)\right] \tag{5.102a}$$

$$\frac{M_w(\xi)}{M_0}=\frac{2}{\lambda^2}\left[(\lambda\mathrm{sh}\lambda+1)\frac{\mathrm{ch}\lambda\xi}{\mathrm{ch}\lambda}-\lambda\mathrm{sh}\lambda\xi-1\right] \tag{5.102b}$$

$$\frac{V_w(\xi)}{V_0}=\frac{1}{\lambda}\left[\lambda\mathrm{ch}\lambda\xi-(\lambda\mathrm{sh}\lambda+1)\frac{\mathrm{sh}\lambda\xi}{\mathrm{ch}\lambda}\right] \tag{5.102c}$$

$$\frac{V_F(\xi)}{V_0}=(1-\xi)-\frac{V_w(\xi)}{V_0} \tag{5.102d}$$

3）顶部集中水平荷载下，

$$\frac{y(\xi)}{f_H}=3\left[\frac{\mathrm{sh}\lambda}{\lambda^3\mathrm{ch}\lambda}(\mathrm{ch}\lambda\xi-1)-\frac{\mathrm{sh}\lambda\xi}{\lambda^3}+\frac{\xi}{\lambda^2}\right] \tag{5.103a}$$

$$\frac{M_w(\xi)}{M_0}=\frac{1}{\lambda}(\mathrm{th}\lambda\mathrm{ch}\lambda\xi-\mathrm{sh}\lambda\xi) \tag{5.103b}$$

$$\frac{V_w(\xi)}{V_0}=\mathrm{ch}\lambda\xi-\mathrm{th}\lambda\mathrm{sh}\lambda\xi \tag{5.103c}$$

$$\frac{V_F(\xi)}{V_0}=1-\frac{V_w(\xi)}{V_0} \tag{5.103d}$$

在式(5.101)～(5.103)各公式中，ξ 为所计算的楼层位置高度 x 与结构总高度 H 的比值，即，$\xi=x/H$（注意，这里是以结构底部固定端处为坐标原点）；$y(\xi)$为协同工作体系在 $\xi=x/H$ 处的水平位移值；$M_w(\xi)$、$V_w(\xi)$分别为 $\xi=x/H$ 处抗震墙所承担的弯矩值与水平剪力值；$V_F(\xi)$为在 $\xi=x/H$ 处框架所承担的水平剪力值。还要注意的是，铰接体系的刚度特征值 λ 用式(5.100b)计算。

在上述各公式中，各 M_0 值和 V_0 值分别为在上述三种水平荷载作用下结构底部固定端处的总弯矩和总剪力，各 f_H 值分别为由抗震墙本身单独承受上述三种水平荷载作用时的顶部位移。与之有关的计算公式如下：

倒三角形分布水平荷载下：

$$f_H=\frac{11qH^4}{120E_cI_{eq}} \tag{5.104a}$$

$$M_0=\frac{qH^2}{3} \tag{5.104b}$$

$$V_0=\frac{qH}{2} \tag{5.104c}$$

式中 q——倒三角形分布水平荷载的顶部最大荷载值。

均布水平荷载下：

$$f_H=\frac{qH^4}{8E_cI_{eq}} \tag{5.105a}$$

$$M_0 = \frac{qH^2}{2} \tag{5.105b}$$

$$V_0 = qH \tag{5.105c}$$

式中 q——均布水平荷载值。

顶部集中水平荷载下：

$$f_H = \frac{PH^3}{3E_cI_{eq}} \tag{5.106a}$$

$$M_0 = PH \tag{5.106b}$$

$$V_0 = P \tag{5.106c}$$

式中 P——顶部集中水平荷载值。

为计算方便，式(5.101)～(5.103)已按不同结构刚度特征值 λ 绘制成计算图表，分别列在附录Ⅴ中，可直接查用。

上述公式和图表分别是以无量纲的弯矩系数 $M_w(\xi)/M_0$、剪力系数 $V_w(\xi)/V_0$ 和位移系数 $y(\xi)/f_H$ 的形式给出的。在利用图表计算时，先求出体系的 λ 值，并按照具体的荷载形式求出 M_0、V_0 和 f_H 值，然后，根据与各楼层位置的相对高度值 $\xi=x/H$ 以及 λ 值，查表得到上述系数；最后，按下列各式求出在各楼层处结构体系的水平位移 $y(\xi)$、总抗震墙的弯矩 $M_w(\xi)$和剪力 $V_w(\xi)$：

$$y(\xi) = \left(\frac{y(\xi)}{f_H}\right) f_H \tag{5.107a}$$

$$M_w(\xi) = \left(\frac{M_w(\xi)}{M_0}\right) M_0 \tag{5.107b}$$

$$V_w(\xi) = \left(\frac{V_w(\xi)}{V_0}\right) V_0 \tag{5.107c}$$

在求出 $V_w(\xi)$后，总框架的剪力 $V_F(\xi)$可以用式(5.101d)、式(5.102d)、式(5.103d)求出，也可以由平衡条件求出，即

$$V_F(\xi) = V_p(\xi) - V_w(\xi) \tag{5.107d}$$

式中 $V_p(\xi)$——在相对高度为 ξ 处由外荷载产生的结构总剪力。

(2) 框架-抗震墙刚接体系。

框架-抗震墙刚接体系与铰接体系的差别主要是增加了刚接连梁约束刚度 C_b 的影响。反映在结构计算上，只需将铰接体系中总框架剪切刚度 C_F 这一项代之以(C_F+C_b)，即可得到与铰接体系形式相同的基本微方方程和方程的解。因此，仅需注意如下两点变化，即可直接使用上述铰接体系的公式和图表进行结构计算：

1) 计算刚接体系的结构刚度特征值 λ 时，要采用式(5.100a)，而不是(5.100b)。

2) 推导表明，对刚接体系来说，由式(5.101c)、式(5.102c)、式(5.103c) 和式(5.107c)计算出来的结果不是总抗震墙的剪力，这里将其改记作 $V'_w(\xi)$，而总抗震墙的剪力 $V_w(\xi)$为

$$V_w(\xi) = V'_w(\xi) + m(\xi) \tag{5.108}$$

式中 $m(\xi)$——总连梁沿总抗震墙高度方向上单位长度的约束弯矩(即线约束弯矩)。

由力的平衡条件[即,在相对高度为 ξ 处由外荷载产生的结构总剪力 $V_p(\xi)$ 等于总抗震墙剪力 $V_w(\xi)$ 和总框架剪力 $V_F(\xi)$ 之和],并将式(5.108)代入,于是有

$$V_p(\xi) = V'_w(\xi) + m(\xi) + V_F(\xi) \tag{5.109}$$

现定义总框架的广义剪力 $V'_F(\xi)$ 为

$$V'_F(\xi) = m(\xi) + V_F(\xi) \tag{5.110}$$

这样,由式(5.109)和式(5.110)可得

$$V'_F(\xi) = V_p(\xi) - V'_w(\xi) \tag{5.111}$$

经此变化,即可得到刚接体系总抗震墙剪力 $V_w(\xi)$ 和总框架剪力 $V_F(\xi)$ 的计算方法:

① 由式(5.101c)[或式(5.102c)、式(5.103c)]和式(5.107c)计算出 $V'_w(\xi)$;

② 利用式(5.111)求出总框架的广义剪力 $V'_F(\xi)$;

③ 按总框架剪切刚度和总连梁约束刚度的比例,将总框架的广义剪力 $V'_F(\xi)$ 分解为总抗震墙的剪力 $V_w(\xi)$ 和总连梁的线约束弯矩 $m(\xi)$,即

$$V_F(\xi) = \frac{C_F}{C_F + C_b} V'_F(\xi) \tag{5.112}$$

$$m(\xi) = \frac{C_b}{C_F + C_b} V'_F(\xi) \tag{5.113}$$

④ 由式(5.108)计算总抗震墙剪力 $V_w(\xi)$。

至于结构体系水平位移 $y(\xi)$ 和总抗震墙弯矩 $M_w(\xi)$ 的计算,与铰接体系相同。

(3) 总框架的内力调整。

为防止由于按上述方法分配的总框架剪力过小,造成不安全,有时要对总框架剪力做出调整,以使框架作为框架-抗震墙体系中的第二道抗震防线,保证其足够的抗震承载能力或强度储备。这里有两方面的原因:① 以上的计算建立在楼盖水平刚度无限大的基础上,如果考虑到实际上楼盖本身不是绝对不变形,则总框架的剪力应大于按楼盖刚性假定的计算结果;② 抗震墙的刚度较大,承受了大部分地震水平作用,会首先开裂,这使得抗震墙的刚度降低,框架承受的地震力的比例增大,这也使框架的水平力比计算值大。

具体调整要求是:

1) 总框架剪力 $V_F \geqslant 0.2V_0$ 的楼层可不调整,按计算得到的楼层剪力进行设计。

2) 对 $V_F < 0.2V_0$ 的楼层,应按下式确定该层的总框架剪力 V_F:

$$V_F = \min\{1.5V_{F\max}, 0.2V_0\}$$

式中 V_0——结构的底部总剪力;

$V_{F\max}$——调整前总框架各层地震剪力的最大值。

下面的框架计算均应取调整后的取值。

应当说明,框架内力的这种调整,是为保证框架安全的一种人为措施,所以调整后的

内力不再满足、也不需满足平衡条件。

3. 各单片抗震墙、框架及连梁的内力计算

总抗震墙、总框架的内力，按刚度分配到各单片抗震墙和单榀框架。

对抗震墙的内力分配可采用式(5.56)和式(5.57)的方法。第 i 层第 j 片墙分得的地震剪力 V_{wij} 和地震弯矩 M_{wij} 分别为

$$V_{wij}=\frac{(E_cI)_j}{\sum(E_cI)}V_{wi} \tag{5.56a}$$

$$M_{wij}=\frac{(E_cI)_j}{\sum(E_cI)}M_{wi} \tag{5.57a}$$

式中 V_{wi}、M_{wi}——分别为总抗震墙第 i 层的剪力和弯矩；

$(E_cI)_j$ 和 $\sum(E_cI)$——分别为该层墙体第 j 片墙的刚度和该层所有墙体的总刚度，当结构各墙体之间的刚度比沿高度变化不大时，也可近似地分别用 E_cI_{eqj} 和 $\sum E_cI_{eq}$ 代替。

对框架的内力分配可采用式(5.12)的方法。第 i 层第 j 柱所分得的剪力 V_{Fij} 为

$$V_{Fij}=\frac{D_j}{\sum D}V_{Fi} \tag{5.12a}$$

式中 V_{Fi}——总框架第 i 层的剪力；

D_j、$\sum D$——分别为该层第 j 柱的 D 值和该层的总 D 值。

然后可用 D 值法计算出各单榀框架内力。

对于刚接体系，还应计算出刚接连梁的剪力和在墙边处的弯矩。其近似方法是(对照图 5.34)：

(1) 先求出各连梁对抗震墙墙肢轴线处的约束弯矩(即带刚域梁的梁端弯矩)。

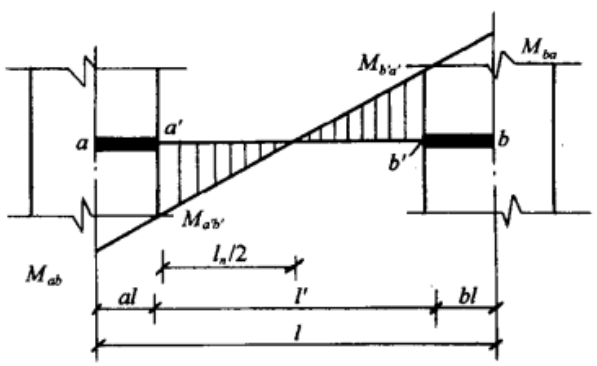


图 5.34 连梁剪力和墙边外弯矩计算

对由式(5.113)求出的总连梁线约束弯矩 $m(\xi_i)$，可近似地按连梁约束弯矩系数 m_{ab} 的比例分配到每个连梁刚域的端部。因此第 j 连梁刚域端部的线约束弯矩 m_{ij} 为

$$m_{ij}=\frac{(m_{ab})_j}{\sum m_{ab}}m(\xi_i) \tag{5.114}$$

式中 $(m_{ab})_j$ 和 $\sum(m_{ab})$——分别为按式(5.97)和式(5.98)各公式计算的第 j 连梁梁端

约束弯矩系数和参加分配的各连梁梁端约束弯矩系数之和。

于是第 j 连梁刚域端部的约束弯矩 M_{ij} 为

$$M_{ij} = m_{ij}h \tag{5.115}$$

式中 h——该层层高。

(2) 计算连梁的剪力和在墙边处的弯矩。

按图 5.34 示意的方法，可近似求出连梁的剪力 V_b 和在墙边处的弯矩：

$$V_b = \frac{M_{ab} + M_{ba}}{l} \tag{5.116}$$

$$M_{a'b'} = M_{b'a'} = V_b \frac{l_n}{2} \tag{5.117}$$

式中 M_{ab}、M_{ba} 和 $M_{a'b'}$、$M_{b'a'}$——分别为按式(5.115)求出的同一根连梁两端刚域端部的约束弯矩和在墙边处的弯矩[注意，式(5.115)中 M_{ij} 的下标表示第 i 层、第 j 连梁梁端，与此处下标意义不同]；

l、l_n——分别为连梁总跨度(即墙肢轴线之间的距离)和净跨度。

4. 框架-抗震墙结构抗震计算的主要步骤

(1) 建立框架-抗震墙结构协同工作体系(即总抗震墙、总框架、总连梁体系)的计算简图。

(2) 计算协同工作体系在多遇地震下的水平地震作用。

(3) 协同工作体系在水平地震作用下的结构分析。

1) 结构弹性变形验算。按式(5.107a)及相应的有关位移计算公式、图表，求得结构各楼层的位移值 y_i 及层间位移值 $\Delta y_i = y_i - y_{i-1}$，按第三章的要求进行层间弹性变形验算。

2) 协同工作体系内力计算。按式(5.107b)～(5.107d)、式(5.111)～(5.113)及相应的有关内力计算公式、图表，求出总抗震墙、总框架、总连梁的内力。

3) 总框架内力调整。

(4) 各单片抗震墙、框架及连梁的内力计算。

(5) 构件内力组合。

(6) 内力调整和截面抗震验算。

(7) 必要时，要做罕遇地震下弹塑性变形验算。

最后的三个步骤参见前面框架结构抗震设计和抗震墙结构抗震设计的有关内容。

应当说明的是，框架-抗震墙结构的抗震计算采用手算方法时，计算工作量很大，为了方便设计，除了采用计算用表外，常常还有一些近似处理方法，以达到减小计算量、同时又能满足工程要求的目的。作为举例，5.5.4 节例题采用了框架-抗震墙结构中用于双肢墙的简化处理和计算。

5.5.3 框架-抗震墙结构抗震构造措施

框架-抗震墙结构的抗震构造措施首先应分别满足5.3节和5.4节中对框架和抗震墙的要求。此外，由于抗震墙是这种结构体系中的第一道抗震防线和主要抗侧力构件，在抗震性能方面应有更高的要求，因此对于抗震墙还有一些更为严格的要求。除了5.5.1节中的要求，还有如下具体规定：

(1) 抗震墙水平与竖向分布钢筋配筋率均不应小于0.25%，并应双排布置。各排分布钢筋之间应设置拉筋，拉筋直径不应小于6mm，间距不应大于600mm。

(2) 带边框的抗震墙的构造应符合如下要求：

1) 为了提高墙体的稳定性，抗震墙的厚度不应小于160mm，且不应小于层高的1/20；底部加强部位的抗震墙厚度不应小于200mm，且不应小于层高的1/16。

2) 抗震墙的水平钢筋应全部锚入边框柱内，锚固长度不应小于抗震锚固长度l_{aE}。

3) 边框柱的截面宜与同层框架柱相同，并应满足与之相同的构造要求；底部加强部位的边框柱和紧靠墙体洞口的边框柱宜按柱箍筋加密区的要求沿全高加密箍筋。

4) 边框梁可直接采用相应位置的框架梁，也可做成暗梁(与墙同宽，其高度取墙厚的2倍或取框架梁梁高，可按构造配筋且应符合一般框架梁相应抗震等级的最小配筋要求)。

5.5.4 框架-抗震墙结构计算实例

某10层办公楼为现浇钢筋混凝土框架-抗震墙结构。结构平面布置见图5.35，剖面见图5.36。框架梁柱截面尺寸见表5.32和表5.33，纵横向均设有抗震墙，其中横向墙由墙肢W_1、W_2(见表5.35)和走道连梁L_1组成，连梁截面与各层走道梁相同。混凝土强度等级：1～6层，C20；7～10层，C30。受力纵筋采用HRB335钢筋，箍筋采用HPB235钢筋。抗震设防烈度为8度，设计地震分组为第一组，Ⅰ类场地。试对该结构进行在横向地震作用下的抗震计算和验算。

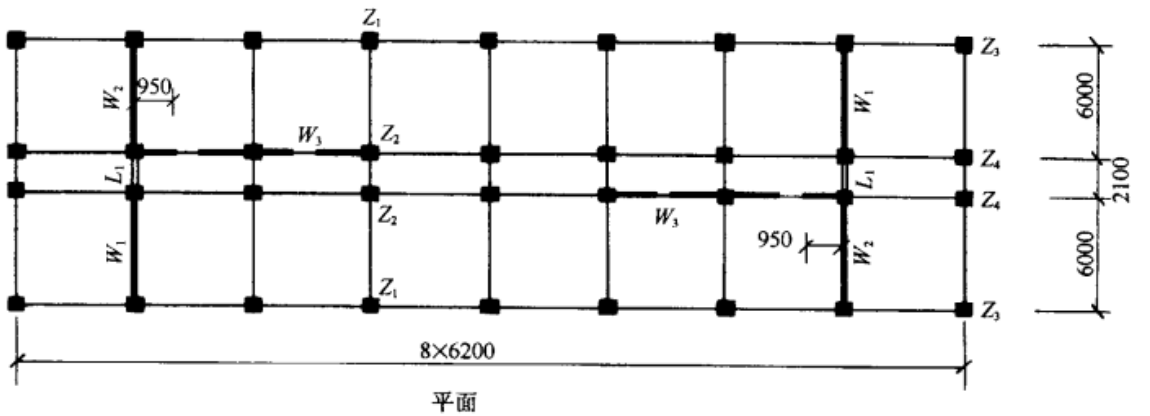


图5.35 结构平面

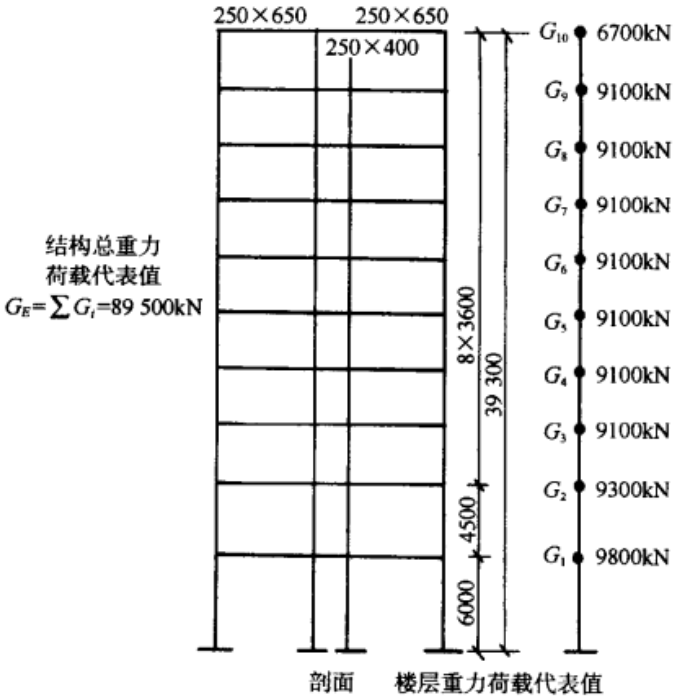


图 5.36　结构剖面和重力荷载

解：

1. 重力荷载的计算

永久荷载取全部，可变荷载取 50%，各层重力荷载集中于楼层标高处，其代表值已表示在图 5.36 中(计算过程略)。

2. 结构刚度计算

(1) 框架梁线刚度。

框架梁线刚度计算过程及结果见表 5.32。其中梁的截面惯性矩考虑了楼板的作用。

(2) 框架柱线刚度。

框架柱线刚度计算过程及结果见表 5.33。

(3) 框架刚度计算。

框架柱抗侧移刚度采用 D 值法计算。

框架柱 D 值及框架各层剪切刚度的计算过程及结果见表 5.34。其中，计算 D 值时采用的系数按表 5.10 计算，即：对一般层：$\overline{K}=\dfrac{\sum K_b}{2K_c}$，$\alpha=\dfrac{\overline{K}}{2+\overline{K}}$；对底层：$\overline{K}=\dfrac{\sum K_b}{K_c}$，$\alpha=\dfrac{0.5+\overline{K}}{2+\overline{K}}$；总框架各层剪切刚度 C_{Fi} 的计算方法为：$C_{Fi}=h_iD_i$，其中 D_i 为第 i 层各柱 D 值之

和，h_i 为第 i 层层高。

总框架剪切刚度 C_F 近似按各层剪切刚度 C_{Fi} 加权平均计算，即

$$C_F = \frac{\sum_{i=1}^{10} C_{Fi} h_i}{H} = 134.6 \times 10^4 (\text{kN/m})$$

表 5.32　框架梁截面尺寸和线刚度

层次 i	部位	L /m	$b \times h$ /m²	E_c /(10^7kN/m²)	$I_0 = bh^3/12$ /(10^{-3}m⁴)	边框架梁		中框架梁	
						$I_b = 1.5\ I_0$ /(10^{-3}m⁴)	$K_b = E_c I_b / L$ /(10^3kN·m)	$I_b = 2.0\ I_0$ /(10^{-3}m⁴)	$K_b = E_c I_b / L$ /(10^3kN·m)
1～6层	房间梁	6.0	0.25×0.65	3.00	5.72	8.58	42.9	11.44	57.2
	走道梁	2.1	0.25×0.40	3.00	1.33	2.0	28.57	2.66	38.0
7～10层	房间梁	6.0	0.25×0.65	2.55	5.72	8.58	36.47	11.44	48.6
	走道梁	2.1	0.25×0.40	2.55	1.33	2.0	24.29	2.66	32.3

表 5.33　柱截面尺寸和线刚度

层次 i	层高 h_i /m	中柱				边柱			
		$b_c \times h_c$ /m²	E_c /(10^7kN/m²)	$I_c = b_c h_c^3/12$ /(10^{-3}m⁴)	$K_c = E_c I_c / h$ /(kN·m)	$b_c \times h_c$ /m²	E_c /(10^7kN/m²)	$I_c = b_c h_c^3/12$ /(10^{-3}m⁴)	$K_c = E_c I_c / h$ /(kN·m)
10	3.6	0.45×0.45	2.55	3.417	24 204	0.45×0.45	2.55	3.417	24 204
9	3.6	0.45×0.45	2.55	3.417	24 204	0.45×0.45	2.55	3.417	24 204
8	3.6	0.45×0.45	2.55	3.417	24 204	0.45×0.45	2.55	3.417	24 204
7	3.6	0.50×0.50	2.55	5.208	36 890	0.45×0.45	2.55	3.417	24 204
6	3.6	0.50×0.50	3.00	5.208	43 400	0.45×0.45	3.00	3.417	28 475
5	3.6	0.50×0.50	3.00	5.208	43 400	0.50×0.50	3.00	5.208	43 400
4	3.6	0.55×0.55	3.00	7.626	63 550	0.50×0.50	3.00	5.208	43 400
3	3.6	0.55×0.55	3.00	7.626	63 550	0.55×0.55	3.00	7.626	63 550
2	4.5	0.60×0.60	3.00	10.800	72 000	0.55×0.55	3.00	7.626	50 840
1	6.0	0.60×0.60	3.00	10.800	54 000	0.55×0.55	3.00	7.626	38 130

表 5.34　框架柱抗侧移刚度 D 值以及总框架各层剪切刚度 C_{Fi}

层次 i	层高 h_i /m	柱号	柱根数	K	α	$D=12\alpha K_c/h^2$ /(kN/m)	$\sum D$ /(kN/m)	楼层 D_i /(kN/m)	C_{Fi} /kN
8～10	3.6	Z_1	10	2.008	0.501	11 228	112 280	341 050	1 227 780
		Z_2	10	3.342	0.626	14 029	140 290		
		Z_3	4	1.507	0.430	9 637	38 548		
		Z_4	4	2.510	0.557	12 483	49 932		
7	3.6	Z_1	10	2.008	0.501	11 228	112 280	391 224	1 408 406
		Z_2	10	2.194	0.523	17 864	178 640		
		Z_3	4	1.507	0.430	9 637	38 548		
		Z_4	4	1.647	0.452	15 439	61 756		
6	3.6	Z_1	10	2.008	0.501	13 209	132 090	460 264	1 656 950
		Z_2	10	2.194	0.523	21 017	210 170		
		Z_3	4	1.507	0.430	11 337	45 348		
		Z_4	4	1.647	0.452	18 164	72 656		
5	3.6	Z_1	10	1.318	0.397	15 954	159 540	495 570	1 784 052
		Z_2	10	2.194	0.523	21 017	210 170		
		Z_3	4	0.988	0.331	13 301	53 204		
		Z_4	4	1.647	0.452	18 164	72 656		
4	3.6	Z_1	10	1.318	0.397	15 954	159 540	549 326	1 977 574
		Z_2	10	1.498	0.428	25 185	251 850		
		Z_3	4	0.988	0.331	13 301	53 204		
		Z_4	4	1.125	0.360	21 183	84 732		
3	3.6	Z_1	10	0.900	0.310	18 241	182 410	578 304	2 081 894
		Z_2	10	1.498	0.428	15 185	251 850		
		Z_3	4	0.675	0.252	14 828	59 312		
		Z_4	4	1.125	0.360	21 183	84 732		
2	4.5	Z_1	10	1.125	0.360	10 846	108 460	371 918	1 673 631
		Z_2	10	1.322	0.398	16 981	169 810		
		Z_3	4	0.844	0.297	8 948	35 792		
		Z_4	4	0.993	0.339	14 464	57 856		
1	6.0	Z_1	10	1.500	0.571	7 257	72 570	246 714	1 480 284
		Z_2	10	1.763	0.601	10 818	108 180		
		Z_3	4	1.125	0.520	6 609	26 436		
		Z_4	4	1.324	0.549	9 882	39 528		

(4) 抗震墙刚度计算。

各层横向抗震墙由墙肢 W_1、W_2 和连梁 L_1 组成两片相同的双肢墙。墙肢 W_1 和 W_2 见表 5.35，其中 W_2 包括了计算时考虑的作为有效翼缘的一部分纵墙，连梁与走道梁截面相同。应当说明，本例题涉及的有关双肢墙的计算进行了近似处理。

1) 单片双肢墙墙肢截面面积、惯性矩及刚度计算，详见表 5.36。

表 5.35 双肢墙墙肢截面示意(单位：m)

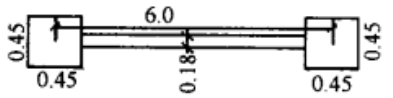
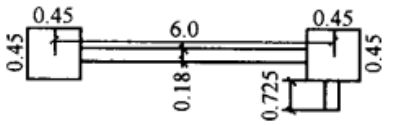
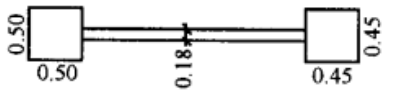
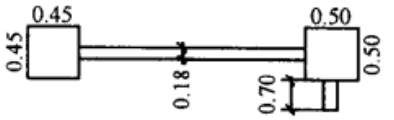
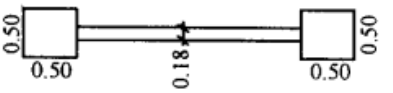
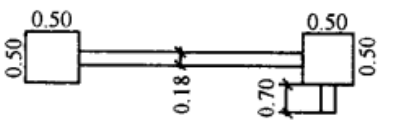
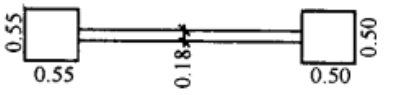
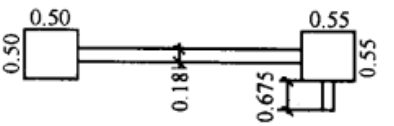
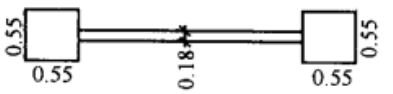
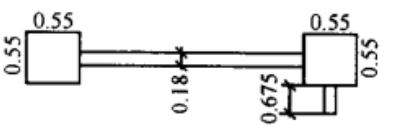
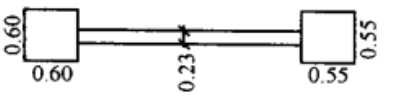
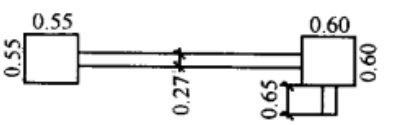
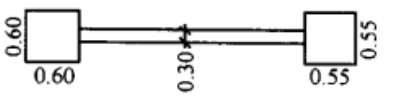
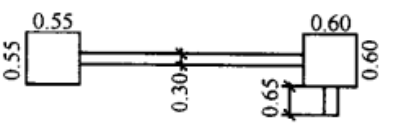
层次 i	W_1	W_2
8～10		
6～7		
5		
4		
3		
2		
1		

表 5.36　双肢墙墙肢截面面积、惯性矩、刚度

层次 i	层高 h_i /m	L_i /m	A_1 /m²	A_2 /m²	A_1+A_2 /m²	I_1 /m⁴	I_2 /m⁴	I_1+I_2 /m⁴	E_c /(10^7kN/m²)	$E_c(I_1+I_2)$ /(10^6kN·m²)
8～10	3.6	7.84	1.404	1.535	2.939	6.216	7.29	13.51	2.55	344.505
7	3.6	7.68	1.447	1.573	3.020	6.6	7.58	14.18	2.55	361.59
6	3.6	7.68	1.447	1.573	3.020	6.6	7.58	14.18	3.00	425.4
5	3.6	7.87	1.49	1.616	3.106	7.01	8.05	15.06	3.00	451.8
4	3.6	7.70	1.538	1.66	3.198	7.43	8.38	15.81	3.00	474.3
3	3.6	7.89	1.58	1.707	3.287	7.89	8.904	16.79	3.00	503.7
2	4.5	7.73	1.91	2.06	3.970	9.03	10.21	19.24	3.00	577.2
1	6.0	7.73	2.29	2.485	4.775	9.96	11.51	21.47	3.00	644.1
平均值	3.93	7.78	1.5914	1.728	3.3193	7.517	8.639	16.156		462.17

表 5.36 中，层高 h、墙肢形心轴之间的距离 L、截面面积 A_1 和 A_2、惯性矩 I_1 和 I_2 及刚度 $E_c(I_1+I_2)$ 等各项平均值的计算方法分别为（n 为层数，本题 $n=10$）：

$$\overline{h}=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}h_i;\qquad \overline{L}=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}L_i;\qquad \overline{A}_j=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}A_{ji}\quad(\text{其中 } j=1、2);$$

$$\overline{I}_j=\frac{\sum_{j=1}^{n}I_{ji}h_i}{\sum_{i=1}^{n}h_i}\quad(\text{其中 } j=1、2);\qquad \overline{E_c(I_1+I_2)}=\frac{\sum_{i=1}^{n}E_c(I_1+I_2)_ih_i}{\sum_{i=1}^{n}h_i}$$

2）连梁截面惯性矩计算。

$$I_b=\frac{0.25\times 0.4^3}{12}=1.33\times 10^{-3}(\text{m}^4)$$

3）单片双肢墙等效刚度$(E_cI_{eq})_A$计算。

单片双肢墙采用如下近似公式：

$$(E_cI_{eq})_A=\frac{E_c(I_1+I_2)}{\Psi}$$

$$\Psi=1-\frac{1}{\mu}+\frac{120}{11}\frac{1}{\mu\alpha^2}\left[\frac{1}{3}-\frac{1+\left(\frac{\alpha}{2}-\frac{1}{\alpha}\right)\text{sh}\alpha}{\alpha^2-\text{ch}\alpha}\right]$$

式中双肢墙整体系数

$$\alpha=H\sqrt{\frac{12\gamma LI_b}{l_b^3h(I_1+I_2)}\left[L+\frac{(A_1+A_2)(I_1+I_2)}{A_1A_2L}\right]}$$

$$\mu=1+\frac{(A_1+A_2)(I_1+I_2)}{A_1A_2L^2}$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 2.8(h_b/l_b)^2}$$

其中 h_b、l_b——分别为连梁截面高度和计算跨度。

由于各层层高 h、墙肢形心轴之间的距离 L、截面面积 A_1 和 A_2、惯性矩 I_1 和 I_2 及刚度 $E_c(I_1+I_2)$等均不相同，利用这些公式计算时，均取按上述方法得到的平均值。其计算结果如下：

$$\mu = 1 + \frac{\overline{(A_1 + A_2)}\ \overline{(I_1 + I_2)}}{\overline{A_1}\ \overline{A_2}\ \overline{L^2}} = 1 + \frac{3.3193 \times 16.156}{1.5914 \times 1.728 \times 7.78^2} = 1.322$$

$$\gamma = \frac{1}{1 + 2.8(h_b/l_b)^2} = \frac{1}{1 + 2.8 \times (0.4/2.1)^2} = 0.908$$

$$\alpha = H\sqrt{\frac{12\gamma\overline{L}\overline{I}_b}{l_b^3\overline{h}(\overline{I_1 + I_2})}\left[\overline{L} + \frac{\overline{(A_1 + A_2)}\,\overline{(I_1 + I_2)}}{\overline{A_1}\overline{A_2}\overline{L}}\right]}$$

$$= 39.3\sqrt{\frac{12 \times 0.908 \times 7.78 \times 1.33 \times 10^{-3}}{2.1^3 \times 3.93 \times 16.156}\left[7.78 + \frac{3.3193 \times 16.156}{1.5914 \times 1.728 \times 7.78}\right]}$$

$$= 1.745$$

$$\Psi = 1 - \frac{1}{\mu} + \frac{120}{11}\frac{1}{\mu\alpha^2}\left[\frac{1}{3} - \frac{1 + \left(\frac{\alpha}{2} - \frac{1}{\alpha}\right)\mathrm{sh}\alpha}{\alpha^2 - \mathrm{ch}\alpha}\right]$$

$$= 1 - \frac{1}{1.322} + \frac{120}{11}\frac{1}{1.322 \times 1.745^2}\left[\frac{1}{3} - \frac{1 + \left(\frac{1.745}{2} - \frac{1}{1.745}\right)\mathrm{sh}(1.745)}{1.745^2 - \mathrm{ch}(1.745)}\right]$$

$$= 0.595$$

$$(E_cI_{eq})_A = \frac{\overline{E_c(I_1 + I_2)}}{\Psi} = \frac{462.17 \times 10^6}{0.595} = 776.76 \times 10^6(\mathrm{kN \cdot m^2})$$

4）总抗震墙等效刚度 E_cI_{eq}的计算。

横向共两片相同的双肢墙，所以有

$$E_cI_{eq} = 2\ (E_cI_{eq})_A = 1553.55 \times 10^6(\mathrm{kN \cdot m^2})$$

(5) 框架-抗震墙协同工作体系结构刚度特征值计算。

从结构平面布置可知，在横向，总框架和总抗震墙之间只通过楼板连接，为铰接体系。由式(5.100b)可得

$$\lambda = H\sqrt{\frac{C_F}{E_cI_{eq}}} = 39.3 \times \sqrt{\frac{134.6 \times 10^4}{1553.55 \times 10^6}} = 1.157$$

符合 $1 \leqslant \lambda \leqslant 2.4$ 的范围。

3. 多遇地震水平地震作用计算

采用底部剪力法计算水平地震作用(此结构基本符合该方法的计算条件)。

(1) 结构基本周期。

采用顶点位移法，利用 5.5.2 节的有关公式及附录 V 计算框架-抗震墙协同工作体系基本周期。

将各层重力荷载代表值换算成沿房屋高度分布的假想均布荷载：

$$q=\frac{\sum G_i}{H}=\frac{89\ 500}{39.3}=2277.35(\mathrm{kN/m})$$

计算体系在该荷载水平作用下的顶点假想弹性位移。先求位移系数 $y(\xi)/f_H$。注意，这时要按均布水平荷载的情况查附录 V 中的表，或用式(5.102a)；结合式(5.104a)，则有结构位移 $y(\xi)$的计算公式：

$$y(\xi)=\frac{y(\xi)}{f_H}f_H=\frac{y(\xi)}{f_H}\frac{qH^4}{8E_cI_{eq}}$$

当 $\lambda=1.157$，$\xi=x/h=1$(即顶点)时，可查得位移系数 $y(1)/f_H=0.68$；所以，

$$\Delta=\gamma(1)=0.68\times\frac{2277.35\times39.3^4}{8\times1553.55\times10^6}=0.297(\mathrm{m})$$

由顶点位移法可以求出结构基本周期(考虑填充墙影响的周期折减系数，这里取为 0.70)为

$$T_1=1.7\Psi_T\sqrt{\Delta}=1.7\times0.70\sqrt{0.297}=0.649(\mathrm{s})$$

(2) 多遇地震下结构总水平地震作用标准值。

设防烈度为 8 度，设计地震分组为第一组，I 类场地时，在多遇地震下，$\alpha_{max}=0.16$，$T_g=0.25\mathrm{s}$，$\alpha_1=(T_g/T_1)^{0.9}\alpha_{max}$，则有：$\alpha_1=\left(\frac{0.25}{0.649}\right)^{0.9}\times0.16=0.0678$。

结构总水平地震作用标准值按式(3.83)和式(3.84)计算：

$$F_{Ek}=\alpha_1G_{eq}=\alpha_1\cdot0.85\cdot\sum G_i=0.0678\times0.85\times89\ 500=5158(\mathrm{kN})$$

根据式(3.85)可求出各楼层处水平地震作用。由于 $T_1=0.649>1.4T_g=0.25\times1.4=0.35\mathrm{s}$，需考虑附加顶部集中力。查表 3.5，因 $T_g=0.25\mathrm{s}<0.35\mathrm{s}$，所以有

$$\delta_n=0.08T_1+0.07=0.08\times0.649+0.07=0.122$$

$$\Delta F_n=\delta_nF_{Ek}=0.122\times5158=629(\mathrm{kN})$$

$$(1-\delta_n)F_{Ek}=(1-0.122)\times5158=4529(\mathrm{kN})$$

(3) 倒三角形水平地震作用的等效换算。

根据上述计算，结构总水平地震作用分为附加顶部集中力 ΔF_n 和 $(1-\delta_n)F_{Ek}$ 两部分；还可根据底部剪力法的公式(3.85)，由 $(1-\delta_n)F_{Ek}$ 得到各楼层处的水平地震作用 F_i。为在计算框架-抗震墙协同工作体系的内力位移时能利用附录 V 中的已有表格或相应公式，要将 $(1-\delta_n)F_{Ek}$ 这一部分水平地震作用等效换算成按倒三角形连续分布的水平地震作用。有两种等效原则：底部总弯矩等效和底部总剪力等效。一般采用底部总弯矩等效的方法：

先求出各楼层处的水平地震作用 F_i 在底部产生的总弯矩效应 $M_{0p}=\sum F_iH_i$，然后按倒三角形连续分布的水平地震作用所产生的底部总弯矩等于 M_{0p}（不含 ΔF_n 的贡献）的原则确定倒三角形水平荷载的最大集度 p。底部总剪力等效的原则是，按倒三角形连续分布的水平地震作用所产生的底部总剪力等于与 $(1-\delta_n)F_{Ek}$ 对应的结构底部总剪力 V_{0p}（不含 ΔF_n 的贡献）的原则，确定倒三角形水平荷载的最大集度 p。本例采用了后一种方法（有的文献采用此方法时将 p 适当放大，以策安全）。建议读者自行对不同的方法进行比较。

按照底部总剪力等效的原则，可以直接由 $(1-\delta_n)F_{Ek}$ 求出倒三角形分布的顶部荷载集度 p，即

$$p=2(1-\delta_n)F_{Ek}/H=2\times4529/39.3=230.48(\text{kN/m})$$

4. 协同工作体系的位移验算和内力计算

(1) 位移和内力计算。

协同工作体系的位移和内力是顶部集中地震作用 ΔF_n 和倒三角形水平地震作用 p 分别产生的位移和内力叠加的结果。计算过程如下：

1) 倒三角形分布地震作用下：按 $\lambda=1.157$ 和式(5.101a)～(5.101c)计算（或按附录Ⅴ中的相应表格查出）无量纲的位移系数 $y(\xi)/f_H$、弯矩系数 $M_w(\xi)/M_0$ 和剪力系数 $V_w(\xi)/V_0$；按式(5.104a)～(5.104c)计算当倒三角形分布荷载最大集度 $p=230.48\text{kN/m}$ 时的 f_H、M_0 和 V_0；求出倒三角形分布地震作用产生的位移 $y_p(\xi)=f_H\times[y(\xi)/f_H]$、总抗震墙的弯矩 $M_{wp}(\xi)=M_0\times[M_w(\xi)/M_0]$ 和剪力 $V_{wp}(\xi)=V_0\times[V_w(\xi)/V_0]$，并利用式(5.107d)求出总框架的剪力 $V_{Fp}(\xi)$。

2) 顶部集中地震作用下：按 $\lambda=1.157$ 和式(5.103a)～(5.103c)计算（或按附录Ⅴ中的相应表格查出）无量纲的位移系数 $y(\xi)/f_H$、弯矩系数 $M_w(\xi)/M_0$ 和剪力系数 $V_w(\xi)/V_0$；按式(5.106a)～(5.106c)计算当 ΔF_n 作用时的 f_H、M_0 和 V_0；求出顶部集中地震作用产生的位移 $y_{\Delta F}(\xi)=f_H\times[y(\xi)/f_H]$ 和总抗震墙的弯矩 $M_{w\Delta F}(\xi)=M_0\times[M_w(\xi)/M_0]$ 和剪力 $V_{w\Delta F}(\xi)=V_0\times[V_w(\xi)/V_0]$，并利用式(5.107d)求出总框架的剪力 $V_{F\Delta F}(\xi)$。

3)将上述结果对应叠加，即

协同工作体系的位移 $y(\xi)=y_p(\xi)+y_{\Delta F}(\xi)$；

总抗震墙的弯矩 $M_w(\xi)=M_{wp}(\xi)+M_{w\Delta F}(\xi)$；

总抗震墙的剪力 $V_w(\xi)=V_{wp}(\xi)+V_{w\Delta F}(\xi)$；

总框架的剪力 $V_F(\xi)=V_{Fp}(\xi)+V_{F\Delta F}(\xi)$。

计算结果见表 5.37。请注意，在概念上，不同荷载形式下抗震墙等效刚度的计算方法应该是不同的，而这里未加区分，沿用前面的结果，是一种近似处理。

(2) 层间位移验算。

多遇地震作用标准值产生的各层弹性层间位移 $\Delta u_{ei}=y_i-y_{i-1}$，其计算结果见表 5.37。弹性层间位移角限值由表 3.13 查得 $[\theta_e]=1/800$。由表 5.37 可以看出，在第 7 层发

表 5.37　总抗震墙与总框架的内力与位移

层次 i	$\xi=x/H$	由倒三角形分布荷载 p 作用				由顶点集中力 ΔF_n 作用				内力与位移					$\Delta u_e/h$
		V_{wp} /kN	V_{Fp} /kN	M_{wp} /(kN·m)	y_p /(10^{-3}m)	$V_{w\Delta F}$ /kN	$V_{F\Delta F}$ /kN	$M_{w\Delta F}$ /(kN·m)	$y_{\Delta F}$ /(10^{-3}m)	V_w /kN	V_F /kN	M_w /(kN·m)	y /(10^{-3}m)	Δu_e /(10^{-3}m)	
10	1	−934	934	0	21.39	360	269	0	5.345	−574	1203	0	26.74	3.17	1/1136
9	0.91	−159	938	−1910	18.93	362	267	1276	4.640	203	1205	−634	23.57	3.16	1/1139
8	0.82	541	943	−1215	16.46	368	261	2565	3.946	909	1204	1350	20.41	3.16	1/1139
7	0.73	1173	943	1834	13.98	378	251	3882	3.272	1551	1194	5716	17.25	3.44	1/1047
6	0.63	1804	927	7707	11.25	393	236	5396	2.560	2197	1163	13 103	13.81	2.99	1/1204
5	0.54	2315	893	15 007	8.85	412	217	6819	1.965	2727	1110	21 826	10.82	2.81	1/1281
4	0.45	2778	833	24 029	6.58	435	194	8317	1.425	3213	1027	32 346	8.01	2.56	1/1406
3	0.36	3198	744	34 611	4.50	463	166	9904	0.952	3661	910	44 515	5.45	2.19	1/1644
2	0.27	3579	620	46 607	2.70	496	133	11 599	0.559	4075	753	58 206	3.26	2.26	1/1991
1	0.15	4034	393	64 580	0.91	549	80	14 059	0.183	4583	473	78 639	1.00	1.00	1/6000
0	0	4529	0	89 855	0	629	0	17 521	0	5158	0	107 376	0	0	0

生最大的层间位移角 $\Delta u_{e\max}/h=0.00344/3.6=1/1047<[\theta_e]=1/800$。满足要求。

5. 抗震墙内力计算

对于双肢墙，内力计算包括墙肢内力和连梁内力的计算。计算时要考虑连梁对墙肢约束的影响，为此采用了对双肢墙的一种近似处理方法。

(1) 抗震墙间的内力分配。

上面求出的总抗震墙的弯矩 $M_w(\xi)$、剪力 $V_w(\xi)$，应按各片墙刚度的比例分配到各片抗震墙。本题有两片相同的双肢墙，因此每片墙分到的弯矩 $M_{wA}(\xi)$和剪力 $V_{wA}(\xi)$均为总抗震墙弯矩 $M_w(\xi)$和剪力 $V_w(\xi)$的 1/2。即

$$M_{wA}(\xi)=M_w(\xi)/2$$

$$V_{wA}(\xi)=V_w(\xi)/2$$

(2) 单片墙的等效外荷载计算。

为了能利用 5.4.3 节给出公式和方法计算双肢墙墙体内力(主要是近似计算连梁内力以及对墙肢的约束弯矩)，需进行如下处理(见图 5.37)：

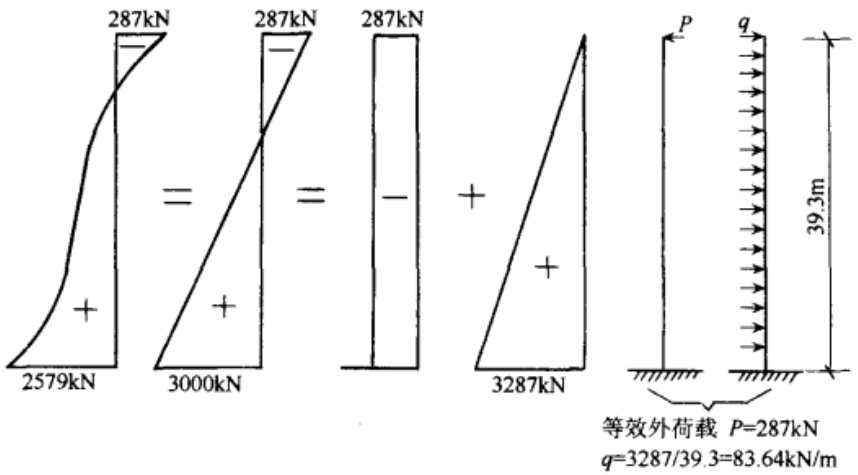


图 5.37 双肢墙剪力分布与等效荷载的近似处理

1) 抗震墙剪力的实际分布 $V_{wA}(\xi)$按剪力图面积相等的原则转化为等效直线分布，并保持墙顶部集中剪力值 $V_{wA}(1)$不变。经过这种等效转换后，墙底的剪力值发生变化，由 $V_{wA}(0)=2579\text{kN}$ 变成 $V'_{wA}(0)=3000\text{kN}$。

2) 根据抗震墙等效直线分布的剪力图，求出与之相应的均匀连续分布荷载 q 及顶部集中力 P 作为等效外荷载。

经过上述处理的等效集中外荷载 P 和均布荷载 q 分别为

$$P=V_{wA}(1)=V_w(1)/2=287(\text{kN})$$

$$q=[V_{wA}(1)+V'_{wA}(0)]/H=(287+3000)/39.3=83.64(\text{kN/m})$$

经过这样的转换，使问题变成了在水平均布荷载和顶部水平集中荷载共同作用下双肢墙的内力计算问题。

(3) 各层连梁剪力计算。

利用式(5.66)～(5.68)，并且注意到水平均布荷载 q 作用时函数 $\Phi(\xi)$ 用式(5.65b)计算、顶部水平集中荷载 P 作用时函数 $\Phi(\xi)$ 用式(5.65c)计算，可分别求出由 P 及 q 单独作用时双肢墙第 i 层连梁的剪力 V_{bPi} 和 V_{bqi}；然后叠加，得到各层连梁的剪力：

$$V_{bi}=V_{bPi}+V_{bqi}$$

计算结果见表 5.38。在利用式(5.66)～(5.68)及式(5.65b)、式(5.65c)或附录Ⅳ中的相应表格计算时需注意：

1) 当计算 V_{bPi} 时，应取 $V_0=P=V_{wA}(1)=287\text{kN}$；当计算 V_{bqi} 时，应取 $V_0=qH=V_{wA}(1)+V'_{wA}(0)=287+3000=3287\text{kN}$。

2) 在式(5.65b)、式(5.65c)及附录Ⅳ中的相应表格定义相对高度 $\xi=x/H$ 时，坐标原点取在墙顶，而这里，坐标原点取在墙底，因此表 5.38 中的 ξ 相当于这些公式表格中的 $(1-\xi)$。

表 5.38　双肢墙各层连梁的剪力

层次 i	$\xi=x/H$	α	ϕ_P	V_{bPi}/kN	ϕ_q	V_{bqi}/kN	$V_{bi}=V_{bPi}+V_{bqi}$/kN
10	1	1.745	0.661	−67.02	0.200	232.25	165.23
9	0.91	1.745	0.657	−66.62	0.202	234.57	167.95
8	0.82	1.745	0.644	−65.30	0.207	240.38	175.08
7	0.73	1.745	0.623	−63.54	0.213	248.81	185.27
6	0.63	1.745	0.588	−59.97	0.217	253.49	193.52
5	0.54	1.745	0.546	−54.57	0.217	248.37	193.80
4	0.45	1.745	0.493	−49.59	0.211	243.07	193.48
3	0.36	1.745	0.427	−42.08	0.197	222.36	180.28
2	0.27	1.745	0.347	−43.76	0.172	248.42	204.66
1	0.15	1.745	0.215	−36.80	0.116	227.40	190.60

注：$\phi_P=\phi_P(\xi)$＝式(5.65c)的 $\Phi(1-\xi)$；$\phi_q=\phi_q(\xi)$＝式(5.65b)的 $\Phi(1-\xi)$。

(4) 墙肢内力计算。

第 i 层墙肢剪力 V_{wi1}、V_{wi2} 按式(5.72)计算。前面已分配到单片双肢墙的 $V_{wA}(\xi_i)=V_w(\xi_i)/2$，即为式(5.72)中的 V_i。墙肢考虑剪切变形影响的折算惯性矩 I'_1、I'_2 按式(5.73)计算(计算时，取 $G=0.4E_c$)，其计算结果见表 5.39。

表 5.39　墙肢考虑剪切变形折算惯性矩 I_1'、I_2'

层次 i	W_1					W_2					$I_1'+I_2'$ /m⁴
	I_1 /m⁴	A_1 /m²	A_1' /m²	μ	I_1' /m⁴	I_2 /m⁴	A_2 /m²	A_2' /m²	μ	I_2' /m⁴	
8～10	6.216	1.404	0.999	1.41	0.43	7.29	1.535	0.999	1.54	0.407	0.837
6、7	6.60	1.447	0.995	1.46	0.402	7.58	1.573	0.995	1.58	0.398	0.800
5	7.01	1.490	0.990	1.57	0.387	8.05	1.616	0.990	1.63	0.407	0.794
4	7.43	1.538	0.986	1.56	0.403	8.38	1.660	0.986	1.68	0.406	0.809
3	7.89	1.580	0.981	1.61	0.404	8.90	1.707	0.981	1.74	0.405	0.809
2	9.03	1.910	1.248	1.53	0.771	10.21	2.060	1.248	1.65	0.778	1.549
1	9.96	2.290	1.628	1.41	1.63	11.51	2.485	1.628	1.53	1.667	3.297

注：表中，截面形状系数 $\mu=A_j/A'_j$；A_j 为第 j 墙肢全截面积，A'_j 为墙肢腹板截面积（j=1、2）。

第 i 层墙肢弯矩 M_{wi1}、M_{wi2}的确定，要在前面分配到单片双肢墙的弯矩 $M_{wA}(\xi_i)$的基础上考虑连梁约束弯矩的影响，然后按墙肢刚度分配。在这里用如下方法计算：

1）连梁对墙肢的约束弯矩 M_{bi}按式(5.69)计算。

2）该片墙考虑连梁约束弯矩的影响后的弯矩 $M'_{wAi}=M_{wA}(\xi_i)+\sum M_b$，这里求和号是对该层连梁及其以上的所有连梁求和。

3）墙肢弯矩 M_{wi1}、M_{wi2}的分配：

$$M_{wij}=\frac{I_j}{I_1+I_2}M'_{wAi} \qquad (j=1、2)$$

各墙肢内力计算结果见表 5.40。

6. 框架内力计算

(1) 总框架内力调整。

由表 5.37 可见，第 1～4 层总框架的层剪力 V_{Fi}均小于 $0.2V_0=0.2\times5158=1031.6$kN，应按下式调整：

$$V_{Fi}=\min\{1.5V_{Fimax},0.2V_0\}$$

经比较，这些楼层的剪力均调整为：$V_{Fi}=0.2V_0=1031.6$kN，第 5～10 层不变。

(2) 各框架内力计算。

将调整后的总框架层剪力 V_{Fi}按同一层柱 D 值的比例，分配到各柱，即按式(5.12)分配。然后采用 D 值法完成各框架的内力计算。计算从略。

求出上述地震内力以后，即可进行各结构构件的内力组合、内力调整和截面设计。本题从略。

表 5.40　双肢墙的墙肢内力

层次 i	双肢墙(单片)								墙肢 W_1				墙肢 W_2				W_1, W_2
	M_{WAi} /(kN·m)	M_b /(kN·m)	M'_{WAi} /(kN·m)	V_{WAi} /kN	V_b /kN	$L/2$ /m	I_1+I_2 /m⁴	$I'_1+I'_2$ /m⁴	I_1 /m⁴	I'_1 /m⁴	M_{wi1} /(kN·m)	V_{wi1} /kN	I_2 /m⁴	I'_2 /m⁴	M_{wi2} /(kN·m)	V_{wi2} /kN	N /kN
10	0	−648	−648	−287	165.23	3.92	13.51	0.837	6.216	0.43	−298	−147	7.29	0.407	−350	−140	±165.23
9	−317	−658	−1623	101.5	167.95	3.92	13.51	0.837	6.216	0.43	−747	52	7.29	0.407	−876	49	±333.18
8	675	−686	−1317	454.5	175.08	3.92	13.51	0.837	6.216	0.43	−606	233	7.29	0.407	−711	221	±508.26
7	2856	−711	153	775.5	185.27	3.84	14.18	0.800	6.60	0.402	71	390	7.58	0.398	82	386	±693.53
6	6552	−743	3106	1098.5	193.52	3.84	14.18	0.800	6.60	0.402	1446	552	7.58	0.398	1660	547	±887.05
5	10 913	−764	6703	1363.5	193.80	3.94	15.06	0.794	7.01	0.387	3120	665	8.05	0.407	3583	699	±1080.85
4	16 173	−745	11 218	1606.5	193.48	3.85	15.81	0.809	7.43	0.403	5272	800	8.38	0.406	5946	806	±1274.33
3	22 258	−712	16 591	1830.5	180.28	3.95	16.79	0.809	7.89	0.404	7796	914	8.90	0.405	8795	916	±1454.61
2	29 103	−792	22 644	2037.5	204.66	3.87	19.24	1.549	9.03	0.771	10 628	1014	10.21	0.778	12 016	1023	±1659.27
1	39 320	−738	32 123	2291.5	190.60	3.87	21.47	3.297	9.96	1.63	14 902	1133	11.51	1.667	17 221	1159	±1849.87
0	53 688		46 491	2579							21 567	1275			24 924	1304	±1849.87

本章学习提要

本章主要讲述多层及高层钢筋混凝土房屋抗震设计的理论与方法，是全书的重点章节之一。在学习本章时，应全面掌握多层及高层钢筋混凝土结构的抗震性能、抗震设计的基本思路与对策及设计方法。通过本章的学习，应达到如下要求：

1. 了解多层及高层钢筋混凝土结构房屋震害现象并能分析其原因。

2. 掌握和深刻理解多层及高层钢筋混凝土结构抗震概念设计的基本要求与一般规定。

3. 掌握多层及高层钢筋混凝土结构抗震性能的特点。

4. 熟练掌握钢筋混凝土框架结构房屋抗震设计的内容与方法步骤。

5. 掌握抗震墙结构和框架-抗震墙结构房屋的抗震设计方法。

6. 掌握和深刻理解多层及高层钢筋混凝土结构抗震性能的主要抗震构造措施，并深刻理解其意义。

习题及思考题

5.1 多层及高层钢筋混凝土房屋有哪些结构体系？各自的特点和适用范围是什么？

5.2 多层及高层钢筋混凝土结构的震害有哪些？有哪些抗震薄弱环节？在设计中应如何采取对策？

5.3 抗震概念设计在多层及高层钢筋混凝土结构设计时具体是如何体现的？概念设计与计算设计的关系是什么？

5.4 抗震设计为什么要限制各类结构体系的最大高度和高宽比？

5.5 多层及高层钢筋混凝土结构设计时为什么要划分抗震等级？是如何划分的？

5.6 框架结构、抗震墙结构和框架-抗震墙结构房屋的结构布置应着重解决哪些问题？

5.7 框架结构、抗震墙结构和框架-抗震墙结构在水平力作用下的变形特点各是什么？

5.8 框架结构、抗震墙结构和框架-抗震墙结构的抗震计算采用了哪些假设？如何确定各自的计算简图？

5.9 如何合理选用框架结构、抗震墙结构和框架-抗震墙结构的抗震计算方法？各有哪些主要步骤？

5.10 如何计算在水平地震作用下框架结构的内力和位移？

5.11 在计算竖向荷载下框架结构的内力时要注意哪些方面的问题？

5.12 如何设计结构合理的破坏机制？

5.13　如何进行内力组合？

5.14　为什么要进行内力调整？怎样调整？

5.15　什么是“强柱弱梁”、“强剪弱弯”原则？在设计中应如何体现？

5.16　如何保证框架梁柱节点的抗震性能？如何进行节点设计？

5.17　框架结构、抗震墙结构和框架-抗震墙结构的抗震设计有哪些主要构造措施？其意义是什么？

5.18　多层及高层钢筋混凝土结构抗震设计对楼屋盖有哪些要求？

5.19　钢筋混凝土结构中的填充墙对主体结构抗震性能有哪些影响？应如何考虑其影响？

5.20　抗震墙的类型是怎样划分的？

5.21　框架-抗震墙结构协同工作体系如何进行结构分析？其内力分布有哪些特点？

5.22　某4层现浇钢筋混凝土框架结构房屋(无局部突出的屋顶间)，柱网尺寸为6.0m×6.0m，纵向10跨，横向3跨，采用装配整体式钢筋混凝土楼(屋)盖。各层层高：底层4.8m，2～4层3.9m。横向框架梁截面尺寸：各层均为250×600mm^2；柱截面尺寸：底层柱为550×550mm^2，2～4层柱为500×500mm^2。混凝土强度等级：梁采用C25；柱采用C30。钢筋强度等级：受力纵筋采用HRB400，箍筋采用HPB235。各层重力荷载代表值为：底层15 000kN，2～3层12 000kN，4层9000kN。又已知，该结构的某中框架各层梁上作用均布荷载为：1～3层梁45kN/m，4层梁35kN/m(均为重力荷载代表值)。抗震设防烈度为7度，设计基本地震加速度为0.10g，设计地震分组为第一组。建造在Ⅱ类场地上，结构阻尼比为0.05。试对该框架结构进行横向水平地震作用下的抗震设计计算。

第六章　多层及高层钢结构房屋抗震设计

6.1　钢结构房屋的震害与抗震性能

6.1.1　钢结构房屋的震害

同混凝土结构相比，钢结构具有优越的强度、韧性或延性、强度重量比，总体上看抗震性能好、抗震能力强。尽管如此，由于焊接、连接、冷加工等工艺技术以及腐蚀环境的影响，钢材材性的优点将受到影响。如果在设计、施工、维护等方面出现问题，就会造成损害或破坏。震害调查表明(表 6.1)，钢结构较少出现倒塌破坏情况，主要震害表现是构件整体或局部失稳、节点破坏、基础连接破坏、构件破坏等。

表 6.1　唐山钢铁厂震害调查资料

统计参数 / 结构形式	总建筑面积/万 m^2	倒塌和严重破坏比例	中等破坏比例
钢结构	3.67	0	9.3%
钢筋混凝土结构	4.06	23.2%	47.9%
砌体结构	3.09	41.2%	20.9%

1. 结构倒塌

造成结构倒塌的主要原因是出现薄弱层。薄弱层的形成与楼层屈服强度系数沿高度分布不均匀、P-Δ 效应较大、竖向压力较大等有关。图 6.1 为台湾集集地震发现的某多层钢框架房屋首层 H 形截面钢柱发生平面外弯曲失稳破坏造成整体倒塌的情况。

2. 支撑构件破坏

支撑构件的破坏和失稳在钢结构震害中出现较多。主要原因是支撑构件为结构提供了较大的侧向刚度，当地震强度较大时，承受的轴向力(反复拉压)增加，如果支撑的长度、局部加劲板构造与主体结构的连接构造等出现问题，就会出现破坏或失稳。图 6.2 为日本神户地震发现的多层钢框架房屋、图 6.3 为土耳其地震发现的塔式钢结构在强震下发生支撑整体失稳、局部失稳的情况。图 6.4 为神户地震工字形截面斜撑与柱子连接处受拉断裂的情况，拉断的原因估计与焊接残余应力、地震加载下的应变速率影响有关。



图 6.1　柱子破坏导致结构倒塌

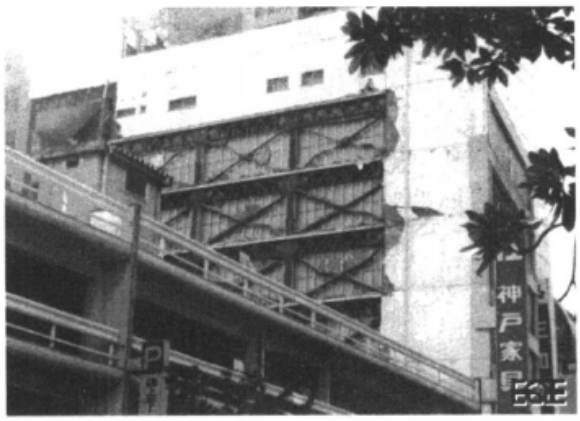


图 6.2　斜向支撑失稳



图 6.3　塔式钢结构损坏

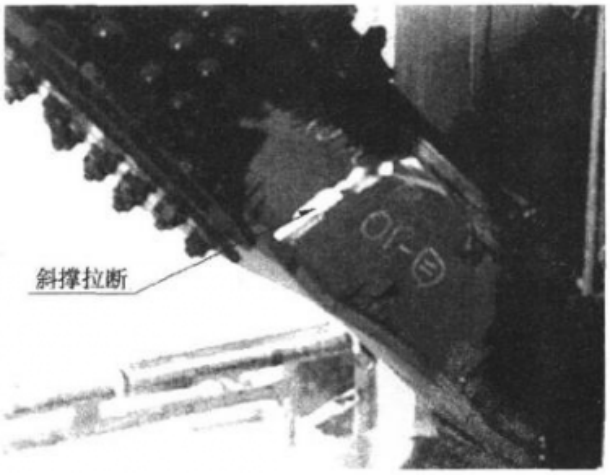


图 6.4　工字形截面支撑构件拉断

3. 节点破坏

刚性连接的结构构件一般使用铆接和焊接形式连接。由于节点传力集中、构造复杂，施工难度大，容易造成应力集中、强度不均衡现象。再加上可能出现的焊缝缺陷、构造缺陷，就更容易出现连接破坏。梁柱节点可能出现的破坏现象有：加劲板断裂、屈曲，腹板断裂、屈曲，焊接部位拉脱，铆接断裂等。图 6.5 为日本神户地震某建筑梁-柱-支撑节点附近的破坏情况。

4. 基础锚固破坏

钢构件与基础的连接锚固破坏主要有螺栓拉断、混凝土锚固失效、连接板断裂等。主要是设计构造、材料质量、施工质量等方面出现问题所致。图 6.6 为土耳其地震钢柱脚出现锚固破坏的情况，原因显然是由于锚固传力强度不足造成混凝土剥落。

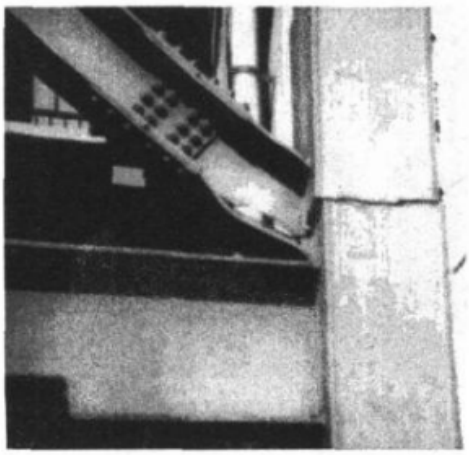


图 6.5　节点附近破坏



图 6.6　柱脚破坏

5. 构件破坏

框架梁的破坏形式主要有腹板开裂、腹板屈曲与翼缘屈曲、扭转屈曲等；框架柱的破坏主要有柱子受拉断裂、翼缘屈曲、翼缘撕裂、失稳等。图 6.7 为美国伯克利加州大学在研究强梁弱柱型装配式框架在高轴向压力和反复剪切作用下的非弹性耗能问题时出现的 H 形截面柱子局部失稳的情况。图 6.8 为神户某带有斜撑的钢框架高层住宅，图 6.9 为此建筑在强震下箱形截面柱子拉断的情况。图中显示的断裂裂缝宽度显然是震后的残余变形。构件拉断的原因估计是地震动造成的倾覆拉力较大、动应变速率较高、材性变脆。

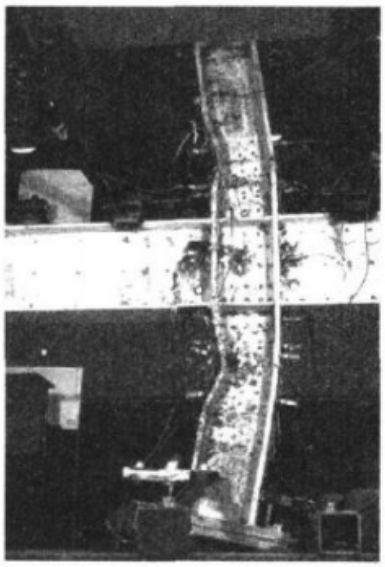


图 6.7　柱子局部压弯失稳



图 6.8　日本某海滨城市钢结构住宅



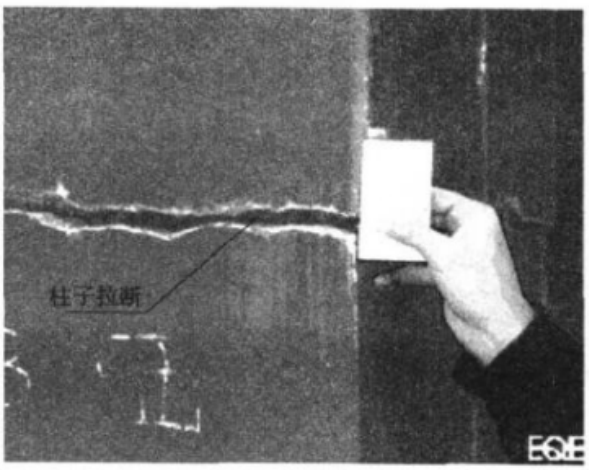


图 6.9　箱形截面柱子拉断

通过上述讨论可知，尽管钢结构抗震性能较好，但震害现象也是复杂多样的。原因可以归类为结构设计与计算、结构构造、施工质量、材料质量、维护情况等5个方面。为减小局部破坏的可能性、避免出现整体倒塌和整体失稳的情况，多层、高层钢结构的抗震设计必须遵循有关结构设计与施工规定，才能尽可能减小或避免生命财产的损失、减小震后修复的费用。抗震设计规范和技术标准，特别是对构件及连接构造的规定必须根据震害调查、科研成果及时补充完善，才能使钢结构的抗震设计更为可靠。

6.1.2 钢结构房屋的抗震性能

钢结构房屋的抗震性能好坏取决于结构体系构造、构件及其连接的抗震性能。常用的钢结构体系有框架结构、框架-支撑结构、框架-抗震墙板结构以及筒体结构、巨型框架结构等。常用的构件有梁、柱、支撑、剪力墙、桁架等。常见的构件连接方式有刚性连接、单向铰接、多向铰接等。

钢框架结构构造简单、传力明确，侧移刚度沿高分布均匀，结构整体侧向变形为剪切型(多层)或弯剪型(高层)，抗侧移能力主要取决于框架梁、柱的抗弯能力。如构造设计合理，在强震发生时，结构陆续进入屈服的部位是框架节点域、梁、柱构件，结构的抗震能力取决于塑性屈服机制以及梁(图6.10)、柱(图6.11)、节点(图6.12)的耗能及延性性能(图6.13)。需要注意的是，重力荷载及 P-δ 效应对结构抗震承载力和结构延性有较大影响(图6.13，图6.14)，当层数较多时，控制结构性能的设计参数不再是构件的抗弯能力，而是结构的抗侧移刚度和延性。因此，从经济角度看，这种结构体系适合于建造20层以下的中低层房屋。另外，研究及震害调查表明，以梁铰屈服机制设计的框架结构抗震性能较好，易于实现“小震不坏、大震不倒”的经济型抗震设防目标。

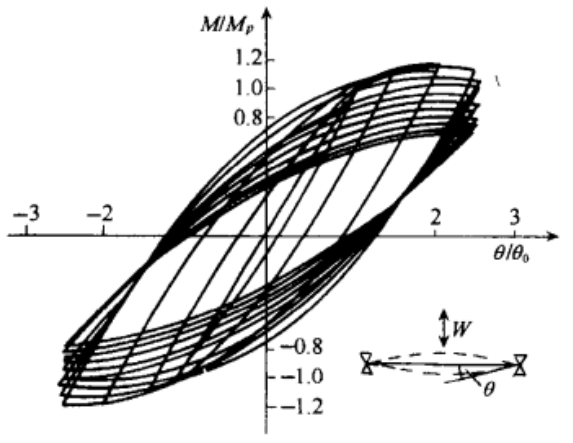


图6.10 弯剪构件的滞回曲线

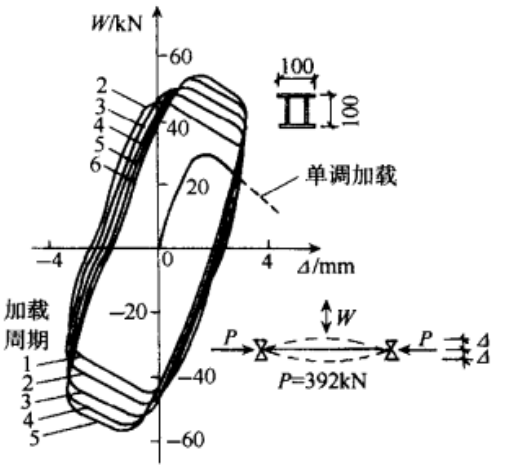


图6.11 压弯剪构件的滞回曲线

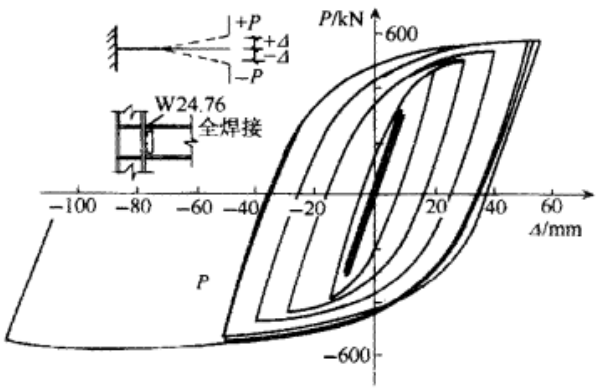


图 6.12　梁柱节点的荷载-变形曲线

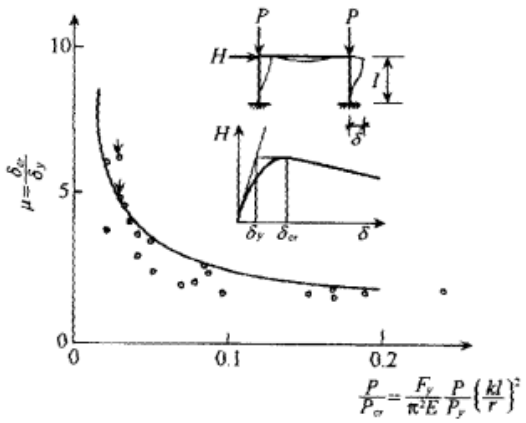


图 6.13　结构延性与压力的关系

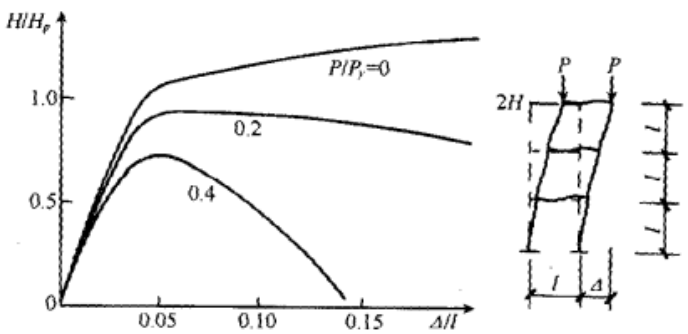


图 6.14　结构 P-δ 效应及其对结构抗震承载力的影响

钢框架-支撑体系可分为中心支撑类型和偏心支撑类型(图 6.15)。中心支撑结构使用中心支撑构件,增加了结构抗侧移刚度,可更有效地利用构件的强度,提高抗震能力,适合于建造更高的房屋结构。在强烈地震作用下,支撑结构率先进入屈服,可以保护或延缓主体结构的破坏,这种结构具有多道抗震防线。中心支撑框架结构构造简单,实际工程应用较多。但是,由于支撑构件刚度大,受力较大,容易发生整体或局部失稳,导致结构总体刚度和强度下降较快(图 6.16),不利于结构抗震能力的发挥,必须注意其构造设计。带有偏心支撑的框架-支撑结构,具备中心支撑体系侧向刚度大、具有多道抗震防线的优点,还适当减小了支撑构件的轴向力,进而减小了支撑失稳的可能性。由于支撑点位置偏离框架节点,便于在横梁内设计用于消耗地震能量的消能梁段[图 6.15 中"c"所示]。强震发生时,耗能梁段率先屈服,消耗大量地震能量,保护主体结构,形成了新的抗震防线,使得结构整体抗震性能,特别是结构延性大大加强。这种结构体系适合于在高烈度地区建造高层建筑。

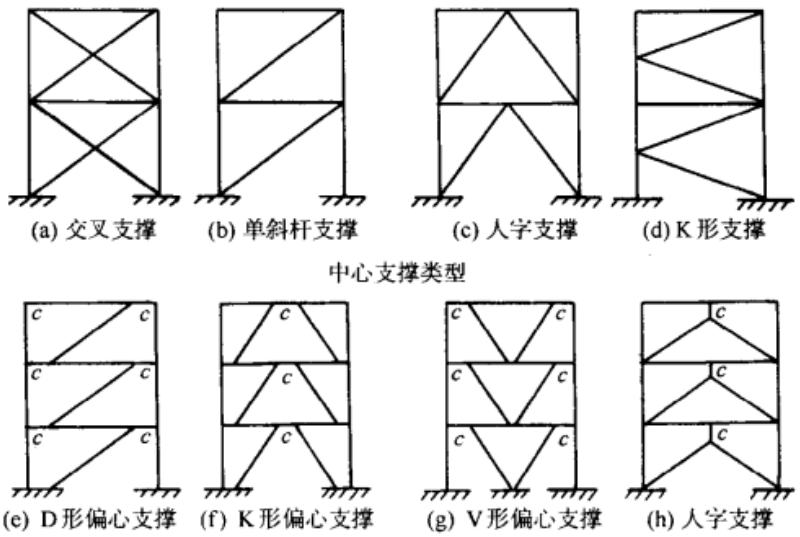


图 6.15　常见的钢框架-支撑体系的构造

钢框架-抗震墙板结构,使用带竖缝剪力墙板或带水平缝剪力墙板(图 6.17)、内藏支撑混凝土墙板、钢抗震墙板等,提供需要的侧向刚度。其中,带缝剪力墙板在弹性状态下具有较大的抗侧移刚度,在强震下可进入屈服阶段并耗能(图 6.18)。这种结构具有多道抗震防线,同实体剪力墙板相比,其特点是刚度退化过程平缓,整体延性好。这种结构体系在日本使用较多。

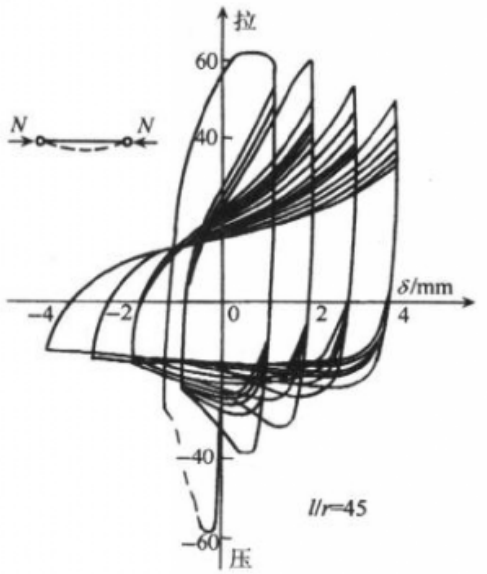


图 6.16　支撑杆件强度与刚度退化

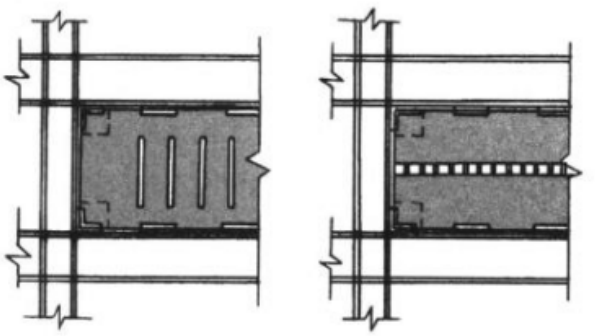


图 6.17　带缝剪力墙构造

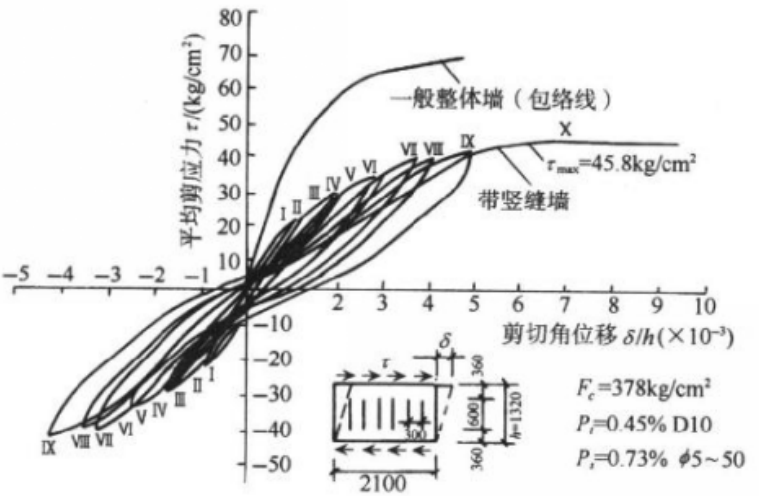


图 6.18　带缝剪力墙的抗震性能

6.2　抗震设计规定

6.2.1　钢结构房屋结构类型的选择及所适用的结构尺度

结构类型的选择关系到结构的安全性、适用性和经济性。可根据结构总体高度和抗震设防烈度确定结构类型和最大适用高度。表 6.2 为《建筑抗震设计规范》规定的多、高层钢

结构民用房屋适用的最大高度。

表 6.2　钢结构房屋适用的最大高度(m)

结构类型	设防烈度		
	6度、7度	8度	9度
框架	110	90	50
框架-支撑(抗震墙板)	220	200	140
筒体(框筒、筒中筒、桁架筒、束筒)和巨型框架	300	260	180

影响结构宏观性能的另一个尺度是结构高宽比,即房屋总高度与结构平面最小宽度的比值,这一参数对结构刚度、侧移、振动模态有直接影响。《建筑抗震设计规范》规定,钢结构民用房屋的最大高宽比不宜超过表 6.3 的限定。

结构设计对结构尺度参数的选择要同时满足表 6.2 和表 6.3 的要求。

表 6.3　钢结构民用房屋适用的最大高宽比

烈　度	6、7	8	9
最大高宽比	6.5	6.0	5.5

注:计算高宽比的高度应从室外地面算起。

根据抗震概念设计的思想,多、高层钢结构要根据安全性和经济性的原则按多道防线设计。在上述结构类型中,框架结构一般设计成梁铰机制,有利于消耗地震能量、防止倒塌,梁是这种结构的第一道抗震防线;框架-支撑(抗震墙板)体系以支撑或抗震墙板作为第一道抗震防线;偏心支撑体系是以梁的消能段作为第一道防线(图 6.15)。在选择结构类型时,除考虑结构总高度和高宽比之外,还要根据各结构类型抗震性能的差异及设计需求加以选择。一般情况下,对不超过 12 层的钢结构房屋可采用框架结构、框架-支撑结构或其他结构类型;超过 12 层的钢结构房屋,8 度、9 度时,宜采用偏心支撑、带竖缝钢筋混凝土抗震墙板、内藏钢支撑钢筋混凝土墙板或其他消能支撑及筒体结构。

6.2.2　结构平、立面布置以及防震缝的设置

多、高层钢结构房屋的结构平面布置、竖向布置应遵守抗震概念设计中结构布置规则性的原则(第一章)。设计中如出现平面不规则(表 1.7)或竖向不规则(表 1.8)的情况,应按规范要求进行水平地震作用计算和内力调整,并对薄弱部位采取有效的抗震构造措施。不应采用严重不规则的设计方案。由于钢结构可耐受的结构变形比混凝土结构大,一般不宜设防震缝。需要设置防震缝时,缝的宽度应不小于相应钢筋混凝土结构房屋的 1.5 倍。

6.2.3　支撑、加强层的设置要求

在框架-支撑体系中,可使用中心支撑或偏心支撑(图 6.15)。不论是哪一种支撑,均

可提供较大的抗侧移刚度，因此，其结构平面布局应遵循抗侧移刚度中心与结构质量中心尽可能接近的原则，以减小结构可能出现的扭转。支撑框架之间楼盖的长宽比不宜大于3，以防止楼盖平面内变形影响对支撑抗侧刚度的准确估计。另外，还可以使用支撑构件改进结构刚度中心与质量中心偏差较大的情况(图 6.19)。

中心支撑构造简单、设计施工方便。在大震作用下支撑可能失稳，所产生的非线性变形可消耗一定的地震能量，但由于其力-位移曲线并不饱满，耗能并不理想。偏心支撑系统在小震及正常使用条件下与中心支撑体系具有相当的抗侧刚度，在大震条件下靠梁的受弯段耗能，具有与强柱弱梁型框架相当的耗能能力，但构造相对复杂。因此，对不超过 12 层的钢结构宜采用中心支撑，有条件时也可采用偏心支撑等消能支撑；超过 12 层的钢结构，宜采用偏心支撑，但在顶层可采用中心支撑。

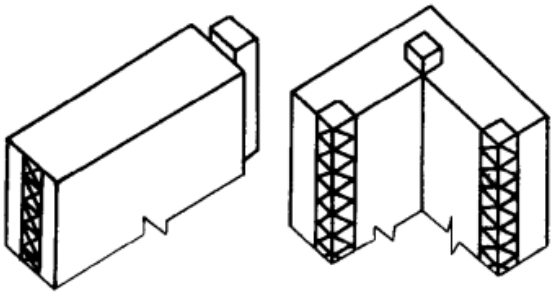
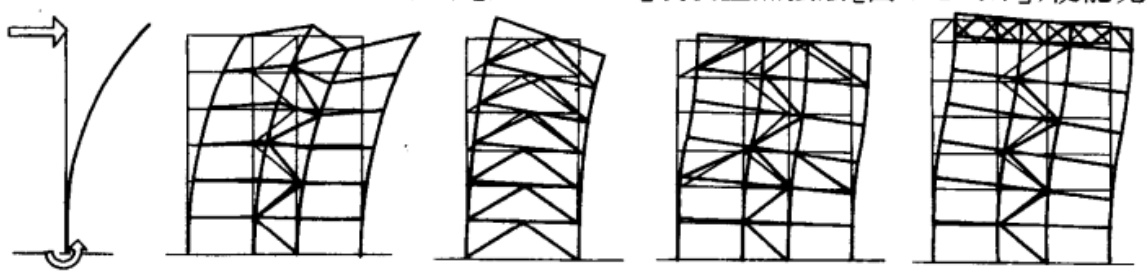


图 6.19　用支撑调整结构抗侧刚度分布

中心支撑框架宜采用交叉支撑、人字支撑、斜杆支撑，不宜采用 K 形支撑，因后者对柱子易形成抗剪集中现象。支撑的轴线应交汇于梁柱构件轴线的交点，确有困难时偏离中心不应超过支撑杆件的宽度，并计入由此产生的附加弯矩。

偏心支撑框架的每根支撑至少有一根与框架梁相连接，消能梁段应设计成具有饱满滞回能力的塑性铰消能机构。

设置加强层可提高结构总体抗侧刚度，减小侧移，增强周边框架对抵抗地震倾覆力矩的贡献，改善筒体、剪力墙的受力。图 6.20 说明，如使用简单的竖向支撑体系，对减小结构侧移的效果是有限的[图 6.20(b)]，采取措施发挥边框架的作用对提高侧移刚度将有效果[图 6.20(c)]，如果配合加强型桁架[图 6.20(d)]或设置加强层[图 6.20(e)]，便能充分



(a) 倾覆力矩　(b) 加设竖向斜撑　(c) 利用边柱刚度　(d) 利用加强桁架　(e) 利用加强层

图 6.20　支撑、支撑＋加强层对抵抗侧移的作用

发挥周边框架对抵抗倾覆力矩的作用，抗侧刚度将大大加强。加强层可以使用筒体外伸臂或由加强桁架组成，可根据需要沿结构高度设置多处，工程上一般可结合防灾避难层设置。

6.2.4 楼盖的选择

多、高层钢结构楼盖设计有多种选择，主要考虑下面几个因素：① 建筑对楼面空间和室内静空的要求；② 建筑防火、隔音、设备管线等方面的要求；③ 结构楼面荷载的需求及其分布特点；④ 结构整体刚度的要求；⑤ 结构施工安装的技术要求。

在工程上常用的楼盖种类有以下几种形式：

(1) 压型钢板现浇钢筋混凝土组合楼盖。结构整体刚度大，施工速度快，造价较高。

(2) 装配整体式预制混凝土楼盖。结构整体刚度大，施工速度较快，造价较低。

(3) 装配式预制混凝土楼盖。结构整体刚度较大，施工速度快，造价较低。

《建筑抗震设计规范》建议钢结构的楼盖宜采用压型钢板现浇钢筋混凝土组合楼板或非组合楼板。对于超过 12 层的钢结构，可采用装配整体式钢筋混凝土楼板、装配式楼板或其他轻型楼盖，必要时可设置水平支撑以增加水平整体刚度。各种形式的楼盖都要采取可靠措施保证与梁的连接，以满足结构体系对楼盖整体性的要求。

6.2.5 地下室的设置

多、高层钢结构设置地下室对于提高上部结构抗震稳定性、提高结构抗倾覆能力、增加结构下部整体性、减小结构沉降起有利作用。因此，《建筑抗震设计规范》规定，对于超过 12 层的钢结构应设置地下室。其基础埋置深度，当采用天然地基时不宜小于房屋高度的 1/15；当采用桩基时，桩承台埋伸不宜小于房屋总高度的 1/20。

为保证连接刚度、传力可靠、方便结构构件的构造连接，当设置地下室时，框架-支撑(抗震墙板)结构中竖向连续布置的支撑(抗震墙板)应延伸至基础；框架柱应至少延伸至地下一层。

6.3 钢结构房屋的抗震计算

钢结构房屋地震作用计算、截面抗震验算、抗震变形验算的方法、要求和一般规定，可参见本书第三章。钢结构计算模型的建立或选用可参照第四章。本节主要讨论多、高层钢结构计算模型的技术要点和结构抗震设计要点。

6.3.1 结构计算模型的技术要点

1. 阻尼比的取值

在多遇烈度地震下进行地震计算时，结构的黏弹性阻尼比可采用 0.035(不超过 12

层)或 0.02(12 层以上);在罕遇烈度地震下,可采用 0.05。

2. 构件、支撑、连接的模型

当对钢结构进行非弹性分析时,应根据杆件、连接、节点域的受力特点采用相应的滞回模型(参见 6.1 节及 4.3 节的相关内容)。

杆件模型要按实际设计构造确定计算单元之间的连接方式(如刚接、单向铰接、双向铰接)及边界条件(图 6.21),应考虑重力二阶效应。对不设中心支撑或结构总高度超过 12 层的工字形截面柱,宜考虑节点域剪切变形的影响。当考虑计入节点域剪切变形时,应将节点域模拟为独立的计算单元,该单元的刚度特性应根据实际情况确定。

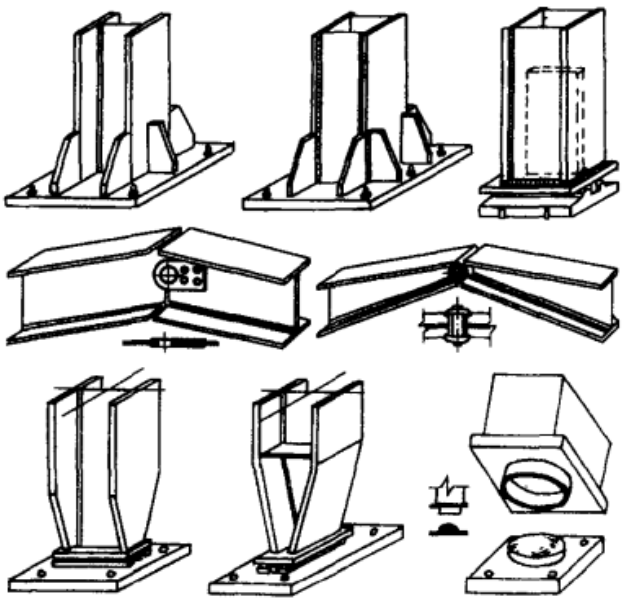


图 6.21 支座及构件连接方式

支撑-框架结构的支撑斜杆需按刚接设计,但可按端部铰接杆计算。内藏钢支撑钢筋混凝土墙板和带竖缝钢筋混凝土墙板可按仅考虑承受水平荷载、不承受竖向荷载建立计算模型(包括单元连接构造和非弹性滞回关系)。偏心支撑框架中的耗能梁段应按单独的计算单元设置,并根据实际情况确定弹性刚度及非弹性滞回模型。

3. 对楼盖作用的考虑

计算模型对楼盖的模拟要区别不同情况:当楼板开洞较大、有错层、有较长外伸段、有脱开柱或整体性较差时,按实际情况建模;一般如无上述情况,可使用楼盖平面内绝对刚性的假定或分块刚度无穷大的假定。

对于钢-混凝土组合楼盖,在保证混凝土楼板与钢梁有可靠连接措施的情况下,可考虑混凝土楼板与钢梁的共同工作。这时楼板的有效宽度可按式(6.1)计算(图 6.22):

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \tag{6.1}$$

式中 b_0——钢梁上翼缘宽度；

b_1、b_2——梁外侧、内侧的翼缘计算宽度，各取梁计算跨度的 1/6 和 6 倍翼缘板厚度的最小值，但 b_1 不应超过翼板实际外伸宽度 s_1；b_2 不应超过相邻梁板托间净距 s_0 的 1/2。

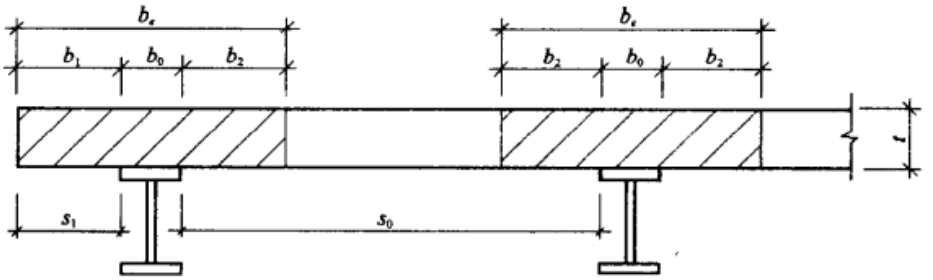


图 6.22 楼板有效宽度

在进行罕遇烈度下地震反应分析时，可不考虑楼板与梁的共同作用，但应计入楼盖的质量效应。

4. 质量模型

钢结构的质量模型可视计算需要采用集中质量模型或一致质量模型。对于与钢构件连接的混凝土构件（如楼板、非结构构件等），由于其质量中心与钢构件刚度中心有一定距离，在非弹性分析时，宜同时考虑平移质量及转动惯量。

6.3.2 结构抗震设计要点

1. 地震作用效应的调整

由于《建筑抗震设计规范》规定了任一结构楼层水平地震剪力的最低要求[式(3.114)]，对于低于这一要求的计算结果，需将相应的地震作用效应按此要求进行调整。

对框架-支撑等多重抗侧力体系，应按多道防线的设计原则进行地震作用的调整。框架部分的内力按计算得到的地震内力乘以调整系数，使其达到结构底部总地震剪力的 25%和框架部分计算地震剪力最大值的 1.8 倍中的最小值。这样可以做到在第一道防线（如支撑）失效后，框架仍可提供相当的抗剪能力。

如果中心支撑框架的斜杆轴线偏离梁柱轴线交点，且在计算模型中没有考虑这种偏离而按中心支撑框架计算时，所计算的杆件内力应考虑实际偏离产生的附加弯矩。对人字形和 V 形支撑组合的内力设计值应乘以增大系数 1.5。

为确保带有偏心支撑的框架仅在消能梁段内屈服，要考虑消能梁段材料的实际有效超强系数，考虑的方法是：对非消能段的杆件内力设计值按下述规定调整：

(1) 支撑斜杆的轴力设计值应取与支撑斜杆相连接的消能段达到受剪承载力时支撑斜杆轴力与增大系数的乘积。其值在 8 度及以下不小于 1.4,9 度时不小于 1.5。

(2) 位于消能梁段同一跨的框架梁内力设计值,应取消能梁段达到受剪承载力时框架梁内力与增大系数的乘积。其值在 8 度以下时不应小于 1.5,9 度时不应小于 1.6。

(3) 框架柱的内力设计值,应取消能梁段达到受剪承载力时柱内力与增大系数的乘积。其值在 8 度以下时不应小于 1.5,9 度时不应小于 1.6。

对转换层以下的钢框架柱,地震内力应乘以增大系数 1.5。

2. 承载力和稳定性验算

钢框架的承载能力和稳定性与梁柱构件、支撑构件、连接件、梁柱节点域都有直接关系。结构设计要体现强柱弱梁的原则,保证节点可靠性,实现合理的耗能机制。为此,需进行构件、节点承载力和稳定性验算。验算的主要内容有:框架梁柱承载力和稳定验算、节点承载力与稳定性验算、支撑构件的承载力验算、偏心支撑框架构件的抗震承载力验算、构件及其连接的极限承载力验算。当钢框架梁的上翼缘采用抗剪连接件与组合楼板连接时,可不验算地震作用下的整体稳定。

(1) 框架柱抗震验算。

框架柱抗震验算包括截面强度验算、平面内和平面外整体稳定验算。

1) 截面强度验算。

截面强度验算考虑轴力和双向弯矩的作用,按式(6.2)进行:

$$\frac{N}{A_n}+\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}}+\frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}}\leqslant\frac{f}{\gamma_{RE}} \tag{6.2}$$

式中 N、M_x、M_y—— 分别为构件的轴向力和绕 x 轴、y 轴的弯矩设计值;

A_n—— 构件静截面面积;

W_{nx}、W_{ny}—— 对 x 轴和对 y 轴的静截面抵抗矩;

γ_x、γ_y—— 构件截面塑性发展系数,按照国家标准《钢结构设计规范》取用;

f —— 钢材抗拉强度设计值;

γ_{RE}—— 框架柱承载力抗震调整系数,取 0.75。

2) 平面内整体稳定验算。

框架柱平面内整体稳定验算按式(6.3)进行:

$$\frac{N}{\varphi_x A}+\frac{\beta_{mx}M_x}{\gamma_x W_{1x}(1-0.8N/N_{Ex})}\leqslant\frac{f}{\gamma_{RE}} \tag{6.3}$$

式中 A —— 构件毛截面面积;

φ_x—— 弯矩作用平面内轴心受压构件稳定系数;

β_{mx}—— 平面内等效弯矩系数,按照国家标准《钢结构设计规范》取用;

W_{1x}—— 弯矩作用平面内较大受压纤维的毛截面抵抗矩,按照国家标准《钢结构设

计规范》取用；

N_{Ex}—— 构件的欧拉临界力。

3）平面外整体稳定验算。

框架柱平面外整体稳定验算按式(6.4)进行：

$$\frac{N}{\varphi_y A}+\frac{\beta_{tx}M_x}{\varphi_b W_{1x}}\leqslant\frac{f}{\gamma_{RE}} \tag{6.4}$$

式中 β_{tx}—— 平面外等效弯矩系数，按照国家标准《钢结构设计规范》取用；

φ_y—— 弯矩作用平面内轴心受压构件稳定系数；

φ_b—— 均匀弯曲的受弯构件整体稳定系数，按照国家标准《钢结构设计规范》取用。

(2) 框架梁抗震验算。

框架梁抗震验算包括抗弯强度、抗剪强度验算以及整体稳定验算。

1）抗弯强度验算。

框架梁的抗弯强度验算按式(6.5)进行：

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}}\leqslant\frac{f}{\gamma_{RE}} \tag{6.5}$$

式中 M_x—— 构件的 x 轴弯矩设计值；

W_{nx}—— 梁静截面对 x 轴的抵抗矩；

f —— 钢材抗拉强度设计值；

γ_{RE}—— 框架梁承载力抗震调整系数，取 0.75。

2）抗剪强度验算。

框架梁的抗剪强度验算按式(6.6)进行：

$$\tau=\frac{VS}{It_w}\leqslant\frac{f_v}{\gamma_{RE}} \tag{6.6}$$

式中 V —— 计算截面沿腹板平面作用的剪力；

S —— 计算点处的截面面积矩；

I —— 截面的毛截面惯性矩；

t_w—— 梁腹板厚度；

f_v—— 钢材抗剪强度设计值。

梁端部截面的抗剪强度尚需满足下式：

$$\tau=\frac{V}{A_{wn}}\leqslant\frac{f_v}{\gamma_{RE}} \tag{6.7}$$

式中 A_{wn}—— 梁端腹板的静截面面积。

3）整体稳定验算。

框架梁的整体稳定验算按式(6.8)进行：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x}\leqslant\frac{f}{\gamma_{RE}} \tag{6.8}$$

式中 W_x—— 梁对 x 轴的毛截面抵抗矩；

φ_b—— 均匀弯曲的受弯构件整体稳定系数，按照国家标准《钢结构设计规范》取用。当梁上设置刚性铺板时，整体稳定验算可以省略。

(3) 节点承载力与稳定性验算。

节点是保证框架结构安全工作的前提。在梁柱节点处，要按强柱弱梁的原则验算节点承载力，保证强柱设计。同时，还要合理设计节点域，使其既具备一定的耗能能力，又不会引起过大的侧移。节点板厚度或柱腹板在节点域范围内的厚度的取值对此有较大影响。一般来说，在罕遇地震发生时框架屈服的顺序是节点域首先屈服，然后是梁出现塑性铰。

1) 节点承载力验算。

节点左右梁端和上下柱端的全塑性承载力应符合式(6.9)的要求，以保证强柱设计：

$$\sum W_{pc}\left(f_{yc}-\frac{N}{A_c}\right)\geqslant\eta\sum W_{pb}f_{yb} \tag{6.9}$$

式中 W_{pc}、W_{pb}——分别为柱和梁的塑性截面模量；

N——柱轴向压力设计值；

A_c——柱截面面积；

f_{yc}、f_{yb}——分别为柱和梁的钢材屈服强度；

η——强柱系数，超过 6 层的钢框架，6 度Ⅳ类场地和 7 度时可取 1.0，8 度时可取 1.05，9 度时可取 1.15。

当柱所在楼层的受剪承载力比上一层的受剪承载力高出 25%，或柱轴向力设计值与柱子抗拉承载力设计值之比不超过 0.4(即 $N\leqslant 0.4A_cf_{yc}$)时，或作为轴心受压构件在 2 倍地震力下稳定性得到保证时，可不按该式验算。

2) 节点域承载力验算。

节点域的屈服承载力应符合下式要求，以选择合理的节点域厚度：

$$\frac{\Psi(M_{pb1}+M_{pb2})}{V_p}\leqslant\frac{4f_v}{3} \tag{6.10}$$

式中 V_p——节点域体积，对工字形截面柱 $V_p=h_bh_ct_w$，对箱形截面柱 $V_p=1.8h_bh_ct_w$，h_b、h_c 分别为梁、柱腹板高度，t_w 为柱在节点域的腹板厚度；

Ψ——折减系数，6 度Ⅳ类场地和 7 度时可取 0.6，8、9 度时可取 0.7；

M_{pb1}、M_{pb2}——分别为节点域两侧梁的全塑性受弯承载力；

f_v——钢材抗剪强度设计值。

3) 节点域稳定性验算。

工字形截面柱和箱形截面柱的节点域应按下列公式验算节点域的稳定性：

$$t_w\geqslant(h_b+h_c)/90 \tag{6.11}$$

$$\frac{(M_{b1}+M_{b2})}{V_p}\leqslant\frac{4f_v}{3\gamma_{RE}} \tag{6.12}$$

式中 M_{b1}、M_{b2}——分别为节点域两侧梁的弯矩设计值；

γ_{RE}——节点域承载力抗震调整系数，取 0.85。

当柱节点域腹板厚度不小于梁、柱截面高度之和的 1/70 时，可不验算节点域的稳定性。

(4) 支撑构件承载力验算。

支撑构件的承载力验算，应符合下列规定：

1) 支撑斜杆的受压承载力要考虑反复拉压加载下承载能力的降低，可按下式验算：

$$\frac{N}{\varphi A_{br}} \leqslant \frac{\Psi f}{\gamma_{RE}} \tag{6.13}$$

$$\Psi = \frac{1}{1 + 0.35\lambda_n} \tag{6.14}$$

$$\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi}\sqrt{\frac{f_{ay}}{E}} \tag{6.15}$$

式中 N——支撑斜杆的轴向力设计值；

A_{br}——支撑斜杆的截面面积；

φ——轴心受压构件的稳定系数；

Ψ——受循环荷载时的强度降低系数；

f——支撑斜杆强度设计值；

λ_n——支撑斜杆的正则化长细比；

E——支撑斜杆材料的弹性模量；

f_{ay}——钢材屈服强度；

γ_{RE}——支撑承载力抗震调整系数。

2) 人字支撑和 V 形支撑在大震下屈曲后，将在横梁上产生不平衡集中力，引起横梁变形。故在构造上，横梁在支撑连接处应保持连续，不应断开连接。该横梁应承受支撑斜杆传来的内力，并应按简支梁(不计入支撑作用)验算在重力荷载和受压支撑屈曲后产生的不平衡力共同作用下的承载力。对顶层和塔屋的梁可不执行本款规定。

(5) 偏心支撑框架构件抗震承载力验算。

1) 消能梁段的承载能力。

偏心支撑消能梁段的受剪承载力应按下列公式验算：

当 $N \leqslant 0.15Af$ 时，

$$V \leqslant \frac{\beta V_l}{\gamma_{RE}} \tag{6.16}$$

V_l 取 $0.58A_w f_{ay}$ 和 $2M_{lp}/a$ 中的较小值，

$$A_w = (h - 2t_f)t_w$$

$$M_{lp} = W_p f$$

当 $N>0.15Af$ 时，

$$V \leqslant \frac{\beta V_{lc}}{\gamma_{RE}} \tag{6.17}$$

$$V_{lc} = 0.58A_w A_{ay}\sqrt{1-\frac{N}{(Af)^2}} \tag{6.18}$$

或

$$V_{lc} = 2.4M_{lp}\left(1-\frac{N}{Af}\right)/a$$

两者取小值。

式中 β——系数，可取 0.9；

V、N——分别为消能梁段的剪力设计值和轴力设计值；

V_l、V_{lc}——分别为消能梁段的受剪承载力和计入轴力影响的受剪承载力；

M_{lp}——消能梁段的全塑性受弯承载力；

a、h、t_w、t_f——分别为消能梁段的长度、截面高度、腹板厚度和翼缘厚度；

A、A_w——分别为消能梁段的截面面积和腹板截面面积；

W_p——消能梁段的塑性截面模量；

f、f_{ay}——分别为消能梁段的抗拉强度设计值和屈服强度；

γ_{RE}——消能梁段承载力抗震调整系数，取 0.85。

2）支撑斜杆。

支撑斜杆与消能梁段连接的承载能力不得小于支撑的承载能力。若支撑需抵抗弯矩，支撑与梁的连接应按抗压弯连接设计。

（6）构件及其连接的极限承载力验算。

构件及连接的设计，应遵循强连接弱构件的原则。因此，构件连接应按地震组合内力进行弹性设计，并进行极限承载力验算。

1）进行梁与柱连接的弹性设计时，梁上下翼缘的端截面应满足连接的弹性设计要求，梁腹板应计入剪力和弯矩。梁与柱连接的极限受弯、受剪承载力，应符合下列要求：

$$M_u \geqslant 1.2M_p \tag{6.19}$$

$$V_u \geqslant 1.3(2M_p/l_n) \tag{6.20}$$

且

$$V_u \geqslant 0.58h_w t_w f_{ay} \tag{6.21}$$

式中 M_u——梁上下翼缘全熔透坡口焊缝的极限受弯承载力；

V_u——梁腹板连接的极限受剪承载力，垂直于角焊缝受剪时，可提高 1.22 倍；

M_p——梁（梁贯通时为柱）的全塑性受弯承载力；

l_n——梁的净跨（梁贯通时取该楼层柱的净高）；

h_w、t_w——梁腹板的高度和厚度；

f_{ay}——钢材屈服强度。

2）支撑与框架的连接及支撑拼接的极限承载力，应符合下列要求：

$$N_{ubr} \geqslant 1.2A_n f_{ay} \tag{6.22}$$

式中 N_{ubr}——螺栓连接和节点板连接在支撑轴线方向的极限承载力；

A_n——支撑的截面净面积；

f_{ay}——支撑钢材的屈服强度。

3）梁、柱构件拼接的弹性设计，腹板应计入弯矩，且受剪承载力不应小于构件截面受剪承载力的50%；拼接的极限承载力应符合下列要求：

$$V_u \geqslant 0.58h_w t_w f_{ay} \tag{6.23}$$

无轴向力时，

$$M_u \geqslant 1.2M_p \tag{6.24}$$

有轴向力时，

$$M_u \geqslant 1.2M_{pc} \tag{6.25}$$

式中 M_u、V_u——分别为构件拼接的极限受弯、受剪承载力；

M_{pc}——构件有轴向力时的全截面受弯承载力；

h_w、t_w——拼接构件截面腹板的高度和厚度；

f_{ay}——被拼接构件的钢材屈服强度。

拼接采用螺栓连接时，尚应符合下列要求：

翼缘：

$$nN_{cu}^b \geqslant 1.2A_f f_{ay} \tag{6.26}$$

且

$$nN_{vu}^b \geqslant 1.2A_f f_{ay} \tag{6.27}$$

腹板：

$$N_{cu}^b \geqslant \sqrt{(V_u/n)^2 + (N_M^b)^2} \tag{6.28}$$

且

$$N_{vu}^b \geqslant \sqrt{(V_u/n)^2 + (N_M^b)^2} \tag{6.29}$$

式中 N_{vu}^b、N_{cu}^b—— 一个螺栓的极限受剪承载力和对应的板件极限承压力；

A_f—— 翼缘的有效截面面积；

N_M^b—— 腹板拼接中弯矩引起的一个螺栓的最大剪力；

n—— 翼缘拼接或腹板拼接一侧的螺栓数。

4）梁、柱构件有轴力时的全截面受弯承载力，应按下列公式计算：

工字形截面（绕强轴）和箱形截面：

当 $N/N_y \leqslant 0.13$ 时，

$$M_{pc} = M_p \tag{6.30}$$

当 $N/N_y>0.13$ 时，

$$M_{pc}=1.15(1-N/N_y)M_p \tag{6.31}$$

工字形截面(绕弱轴)：

当 $N/N_y\leqslant A_w/A$ 时，

$$M_{pc}=M_p \tag{6.32}$$

当 $N/N_y>A_w/A$ 时，

$$M_{pc}=\{1-[(N-A_w f_{ay})/(N_y-A_w f_{ay})]^2\}M_p \tag{6.33}$$

式中 N_y——构件轴向屈服承载力，取 $N_y=A_n f_{ay}$。

5) 焊缝的极限承载力应按下列公式计算：

对接焊缝受拉：

$$N_u=A_f^w f_u \tag{6.34}$$

角焊缝受剪：

$$V_u=0.58A_f^w f_u \tag{6.35}$$

式中 f_f^w——焊缝的有效受力面积；

f_u——构件母材的抗拉强度最小值。

6) 高强度螺栓的极限受剪承载力，应取下列二式计算的较小者：

$$N_{vu}^b=0.58n_f A_e^b f_u^b \tag{6.36}$$

$$N_{cu}^b=df_{cu}^b\sum t \tag{6.37}$$

式中 N_{vu}^b、N_{cu}^b——分别为一个高强度螺栓的极限受剪承载力和对应的板件极限承压力；

n_f——螺栓连接的剪切面数量；

A_e^b——螺栓螺纹处的有效截面面积；

f_u^b——螺栓钢材的抗拉强度最小值；

d——螺栓杆直径；

$\sum t$——同一受力方向的钢板厚度之和；

f_{cu}^b——螺栓连接板的极限承压强度，取 $1.5f_u$。

6.4 钢结构房屋的抗震构造要求

6.4.1 钢框架构造措施

1. 框架柱的长细比

总高度不超过 12 层的框架柱的长细比，6～8 度时不应大于 $120\sqrt{235/f_{ay}}$，9 度时不应大于 $100\sqrt{235/f_{ay}}$；总高度超过 12 层的框架柱的长细比，应符合表 6.4 的规定。

表 6.4　超过 12 层框架的柱长细比限值

烈　度	6 度	7 度	8 度	9 度
长 细 比	120	80	60	60

注：表列数值适用于 Q235 钢，当材料为其他牌号钢材时，应乘以 $\sqrt{235/f_{ay}}$。

2. 梁柱板件的宽厚比

总高度不超过 12 层框架的梁、柱板件宽厚比应符合表 6.5 的要求；总高度超过 12 层的框架梁、柱板件宽厚比应符合表 6.6 的规定。

表 6.5　不超过 12 层框架的梁柱板件宽厚比限值

板件名称		7 度	8 度	9 度
柱	工字形截面翼缘外伸部分	13	12	11
	箱形截面壁板	40	36	36
	工字形截面腹板	52	48	44
梁	工字形截面和箱形截面翼缘外伸部分	11	10	9
	箱形截面翼缘在两腹板间的部分	36	32	30
	工字形截面和箱形截面腹板			
	$(N_b/Af<0.37)$	$85-120\ N_b/Af$	$80-110\ N_b/Af$	$72-100\ N_b/Af$
	$(N_b/Af\geqslant 0.37)$	40	39	35

注：表列数值适用于 Q235 钢，当材料为其他牌号钢材时，应乘以 $\sqrt{235/f_{ay}}$。

表 6.6　超过 12 层框架的梁柱板件宽厚比限值

板件名称		6 度	7 度	8 度	9 度
柱	工字形截面翼缘外伸部分	13	11	10	9
	工字形截面腹板	43	43	43	43
	箱形截面壁板	39	37	33	33
梁	工字形截面和箱形截面翼缘外伸部分	11	10	9	9
	箱形截面翼缘在两腹板间的部分	36	32	30	30
	工字形截面和箱形截面腹板	$85-120\ N_b/Af$	$80-110\ N_b/Af$	$72-100\ N_b/Af$	$72-100\ N_b/Af$

注：表列数值适用于 Q235 钢，当材料为其他牌号钢材时，应乘以 $\sqrt{235/f_{ay}}$。

框架梁柱板件宽厚比的规定是以结构设计符合强柱弱梁为前提的。如果梁柱构件不满足“节点承载力验算”的强度条件，即不满足式(6.2)，则表 6.6 中工字形柱翼缘外伸部

分的 11 和 10 应分别改为 10 和 9，工字形腹板的 43 应分别改为 40(7 度)和 36(8 度、9 度)。

3. 构件的侧向支撑

梁柱构件在出现塑性铰截面处，其上下翼缘均应设置侧向支承。相邻两支承点间的构件长细比，应符合国家标准关于塑性设计的有关规定。

4. 梁柱连接构造要求

下面提出的梁柱连接构造要求，是在工程实践的基础上，结合国外技术标准和近年来几次大震震害调查结果确定的。

梁与柱的连接宜采用柱贯通型连接方式。柱在两个互相垂直的方向都与梁刚接时，宜采用箱形截面。当仅在一个方向刚接时，宜采用工字形截面，并将柱腹板置于刚接框架平面内。工字形截面柱(翼缘)和箱形截面柱与梁刚接时，应符合下列要求(图 6.23)，有充分依据时也可采用其他构造形式。

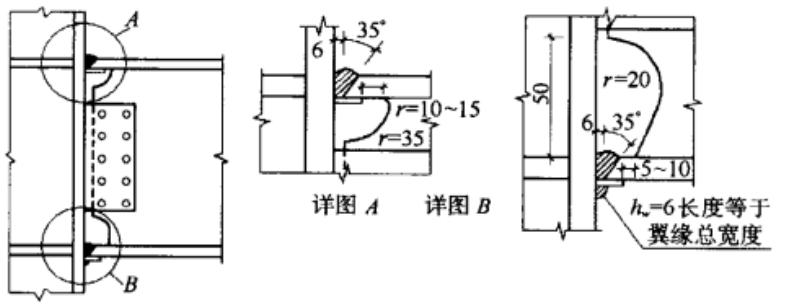


图 6.23 框架梁与柱的现场连接

(1) 梁翼缘与柱翼缘间应采用全熔透坡口焊缝；8 度乙类建筑和 9 度时，应检验 V 形切口的冲击韧性，其恰帕冲击韧性在 −20℃时不低于 27J。

(2) 柱在梁翼缘对应位置设置横向加劲肋，且加劲肋厚度不应小于梁翼缘厚度。

(3) 梁腹板宜采用摩擦型高强度螺栓通过连接板与柱连接；腹板角部宜设置扇形切角，其端部与梁翼缘的全熔透焊缝应隔开。

(4) 当梁翼缘的塑性截面模量小于梁全截面塑性截面模量的 70%时，梁腹板与柱的连接螺栓不得小于两列；当计算仅需一列时，仍应布置两列，且此时螺栓总数不得小于计算值的 1.5 倍。

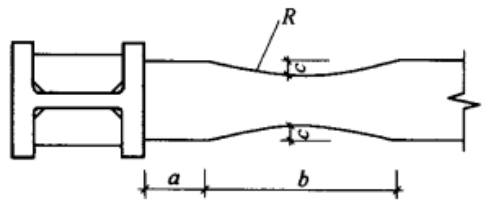


图 6.24 骨形连接

(5) 8 度Ⅲ、Ⅳ场地和 9 度时，宜采用能将塑性铰自梁端外移的骨形连接(图 6.24)，其设计思想及构造建议参见 6.5 节。

5. 节点域补强及节点附近构造措施

当节点域的体积不满足稳定要求，即不满足式(6.4)和式(6.5)要求时，应采取加厚节点域或贴焊补强板的措施。补强板的厚度及其焊缝应按传递补强板所分担剪力的要求设计。

在罕遇地震下，框架节点可能进入塑性区，应保证塑性区的整体性。因此，梁与柱刚性连接时，柱在梁翼缘上下各 500mm 的节点范围内，柱翼缘与柱腹板间或箱形柱壁板间的连接焊缝，应采用坡口全熔透焊缝。

6. 框架柱接头构造措施

框架柱接头位置宜设在框架梁上方 1.3m 附近。柱对接接头应采用全熔透焊缝，柱拼接接头上下各 100mm 范围内，工字形截面柱翼缘与腹板间及箱形截面柱角部壁板间的焊缝，应采用全熔透焊缝。

7. 刚接柱脚

超过 12 层钢结构的刚接柱脚宜采用埋入式，6 度、7 度时也可采用外包式。外包式柱脚在日本神户地震中性能欠佳，在高烈度区不宜采用。

6.4.2 钢框架-中心支撑结构抗震构造措施

1. 受拉斜杆布置

当中心支撑采用只能受拉力的斜杆体系时，应同时设置不同倾斜方向的两组斜杆，且每组中不同方向单斜杆的截面面积在水平方向的投影面积之差不得大于 10%。

2. 中心支撑构件长细比、板件宽厚比

(1) 支撑杆件的长细比，不宜大于表 6.7 的限值。

表 6.7 钢结构中心支撑杆件长细比限值

类型		6 度、7 度	8 度	9 度
不超过 12 层	按压杆设计	150	120	120
	按拉杆设计	200	150	150
超过 12 层		120	90	60

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号钢材应乘以 $\sqrt{235/f_{ay}}$。

(2) 支撑杆件板件的宽厚比，不应大于表 6.8 的限值。采用节点板连接时，应注意节点板的强度和稳定。

表 6.8　钢结构中心支撑板件宽厚比限值

板件名称	不超过 12 层			超过 12 层			
翼缘外伸部分	13	11	9	9	8	8	7
工字形截面腹板	33	30	27	25	23	23	21
箱形截面腹板	31	28	25	23	21	21	19
圆管外径与壁厚比	—	—	—	42	40	40	38

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号钢材应乘以 $\sqrt{235/f_{ay}}$。

3. 中心支撑节点构造要求

(1) 超过 12 层时，支撑宜采用轧制 H 形钢制作，两端与框架可采用刚接构造，梁柱与支撑连接处应设置加劲肋；8 度、9 度采用焊接工字形截面的支撑时，其翼缘与腹板的连接宜采用全熔透连续焊缝。

(2) 支撑与框架连接处，支撑杆端宜做成圆弧。

(3) 在梁与 V 形支撑或人字支撑相交处，应设置侧向支承；该支撑点与梁端支撑点间的侧向长细比(λ_y)以及支承力，应符合国家标准关于塑性设计的规定。

(4) 不超过 12 层时，若支撑与框架采用节点板连接，应符合国家标准关于节点板在连接杆件每侧有不小于 30°夹角的规定；支撑端部至节点板嵌固点在沿支撑杆件方向的距离(由节点板与框架构件焊缝的起点垂直于支撑杆轴线的直线至支撑端部的距离)，不应小于节点板厚度的两倍。

4. 框架部分的结构抗震措施

框架-中心支撑结构的框架部分，当房屋高度不高于 100m 且框架部分承担的地震作用不大于结构底部总地震剪力的 25%时，8 度、9 度的抗震构造措施可按框架结构降低一度的相应要求采用；其他抗震构造措施，应符合 6.4.1 节“钢框架构造措施”对框架结构抗震构造措施的规定要求。

6.4.3　钢框架-偏心支撑结构抗震构造措施

图 6.25 为钢框架-偏心支撑构造示意图。抗震构造设计思路是保证消能梁段延性、消能能力及板件局部稳定性，保证消能梁段在反复荷载作用下的滞回性能，保证偏心支撑杆件的整体稳定性、局部稳定性。另外，偏心支撑的斜杆中心线与梁中心线的交点，一般在消能梁段的端部或在消能梁段内(图 6.25)，此时将产生与消能梁段端部弯矩方向相反的附加弯矩，从而减少消能梁段和支撑杆件的弯矩，对抗震有利。

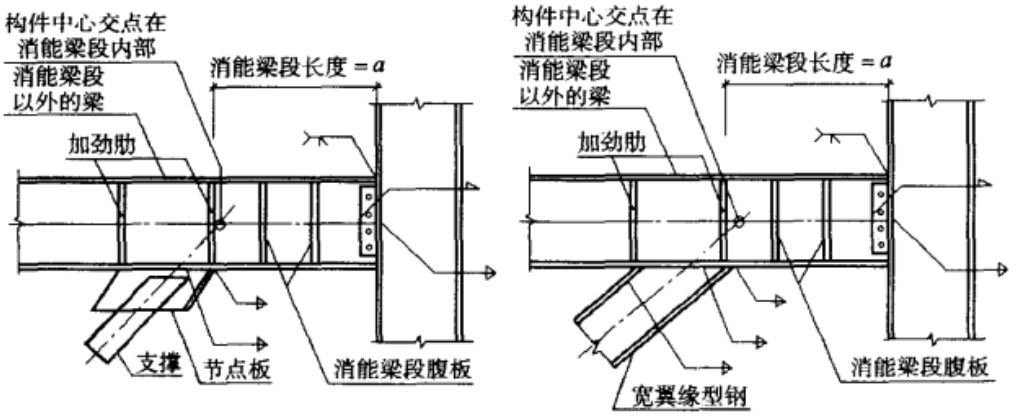


图 6.25　偏心支撑构造

1. 保证消能梁段延性及局部稳定

为使消能梁段有良好的延性和消能能力，偏心支撑框架消能梁段的钢材屈服强度不应大于 345MPa。消能梁段及与其在同跨内的非消能梁段，板件的宽厚比不应大于表 6.9 的规定。

表 6.9　偏心支撑框架梁板件宽厚比限值

板件名称		宽厚比限值
翼缘外伸部分		8
腹板	当 $N/Af \leqslant 0.14$ 时	$90[1-1.65N/(Af)]$
	当 $N/Af > 0.14$ 时	$33[2.3-N/(Af)]$

注：表列数值适用于 Q235 钢，采用其他牌号钢材应乘以 $\sqrt{235/f_{ay}}$。

2. 保证偏心支撑构件稳定性

为保证偏心支撑构件的稳定性，偏心支撑框架的支撑杆件的长细比不应大于 $120\sqrt{235/f_{ay}}$，支撑杆件的板件宽厚比不应超过国家标准规定的轴心受压构件在弹性设计时的宽厚比限值。

3. 消能梁段构造要求

(1) 为保证消能梁段具有良好的滞回性能，考虑消能梁段的轴力，限制该梁段的长度，当 $N>0.16Af$ 时，消能梁段的长度 a 应符合下列规定：

当 $\rho(A_w/A)<0.3$ 时，

$$a<1.6M_{lp}/V_l$$

当 $\rho(A_w/A) \geqslant 0.3$ 时，

$$a \leqslant 1.6[1.15-0.5\rho(A_w/A)]\, M_{lp}/V_l$$

式中 a——消能梁段的长度(图 6.25)；

ρ——消能梁段轴向力设计值与剪力设计值之比，$\rho=N/V$。

(2) 消能梁段的腹板不得贴焊补强板，也不得开洞，以保证塑性变形的发展。

(3) 消能梁段与支撑连接处，应在其腹板两侧配置加劲肋，加劲肋的高度应为梁腹板高度，一侧的加劲肋宽度不应小于$(bt/2-t_w)$，厚度不应小于 $0.75t_w$ 和 10mm 的较大值。这是保证剪力传递、防止梁腹板屈曲的构造措施。

(4) 消能梁段的长度会影响消能屈服的类型。当 a 较短时发生剪切型屈服，较长时发生弯曲型屈服。消能梁段应按下列要求在其腹板上设置中间加劲肋：

1) 当 $a \leqslant 1.6M_{lp}/V_l$ 时，加劲肋间距不大于$(30\ t_w-h/5)$。

2) 当 $2.6M_{lp}/V_l < a \leqslant 5M_{lp}/V_l$ 时，应在距消能梁段端部 $1.5b_f$ 处配置中间加劲肋，且中间加劲肋间距部应大于$(52\ t_w-h/5)$。

3) 当 $1.6M_{lp}/V_l < a \leqslant 2.6M_{lp}/V_l$ 时，中间加劲肋的间距宜在上述二者间线性插入。

4) 当 $a > 5M_{lp}/V_l$ 时，可不配置中间加劲肋。

5) 中间加劲肋应与消能梁段的腹板等高，当消能梁段截面高度不大于 640mm 时，可配置单侧加劲肋，消能梁段截面高度大于 640mm 时，应在两侧配置加劲肋，一侧加劲肋的宽度不应小于$(b_f/2-t_w)$，厚度不应小于 t_w 和 10mm。

(5) 消能梁段与柱的连接应符合下列要求：

1) 消能梁段与柱连接时，其长度不得大于 $1.6M_{lp}/V_l$，且应满足 6.3 节有关偏心支撑框架构件的抗震承载力验算的规定。

2) 消能梁段翼缘与柱翼缘之间应采用坡口全熔透对接焊缝连接，消能梁段腹板与柱之间应采用角焊缝连接；角焊缝的承载力不得小于消能梁段腹板的轴向承载力、受剪承载力和受弯承载力。

3) 消能梁段与柱腹板连接时，消能梁段翼缘与连接板间应采用坡口全熔透焊缝，消能梁段腹板与柱间应采用角焊缝；角焊缝的承载力不得小于消能梁段腹板的轴向承载力、受剪承载力和受弯承载力。

(6) 消能梁段两端上下翼缘应设置侧向支撑，支撑的轴力设计值不得小于消能梁段翼缘轴向承载力设计值(翼缘宽度、厚度和钢材抗压强度设计值的乘积)的 6%，即 $0.06b_f t_f f$。

4. 非消能梁段构造

偏心支撑框架非消能梁段的上下翼缘，应设置侧向支撑，支撑的轴力设计值不得小于梁翼缘轴向承载力的 2%，即 $0.02\ b_f t_f f$。

5. 考虑多道防线的措施

框架-偏心支撑结构的框架部分，当房屋高度不高于 100m 且框架部分承担的地震作用不大于结构底部总地震剪力的 25%时，8 度、9 度的抗震构造措施可按框架结构降低一度的相应要求采用；其他抗震构造措施，应符合 6.4.1 节“钢框架构造措施”对框架结构抗震构造措施的规定要求。

6.5 钢结构抗震技术的新进展

1994 年美国北岭地震和 1995 年日本神户地震发生时，发现相当数量的按震前技术标准设计的钢结构节点或构件出现问题，对此，日美两国针对各自的震害调查结果开展了大规模对策研究和试验研究，审查原有技术标准并寻求改进。如美国 FEMA 领导的 SAC（加州工程师协会，应用技术研究会，加州大学系统）合作组织的钢结构计划，研究北岭地震给钢框架建筑造成的损坏，开发加固修复技术及新的设计方法，以减小钢框架结构在未来地震中的震害。这项计划已于 2001 年完成，颁发了《钢框架建筑的政策指导》，《新建钢框架建筑推荐抗震设计准则》（FEMA350），《既有焊接钢框架建筑抗震评估和加固推荐技术准则》（FEMA351），《焊接钢框架建筑震后评估和修复推荐技术准则》（FEMA352）等用于指导结构设计和钢结构构件制造业的技术标准，其中大部分内容已经纳入美国钢结构协会 AISC 的设计标准。

美国对钢结构节点的改进技术研究取得了较多成果。图 6.26 所示为 FEMA350 标准推荐使用的部分新型节点连接技术，标准给出了每种节点内力计算方法、节点构造尺寸的确定方法以及加工制作技术要求。

其中，骨形连接节点[图 6.26(c)]是研究较多的一种连接形式，也是中国国家标准在高烈度区推荐使用的一种节点（图 6.24）。其设计思想是通过削弱梁的翼缘截面，降低该处梁的抗弯能力，迫使塑性铰离开节点域，使其出现在梁端，保护节点。这样便可实现延性设计，发挥钢材塑性变形的优越性。目前的设计方法一般是先确定骨形连接的位置及削弱部位长度尺寸，再根据塑性铰屈服条件和屈服弯矩控制值计算梁翼缘削弱深度。我国《建筑抗震设计规范》在条文说明中对骨形连接的构造提出了建议：月牙形切削面应刨光，起点可位于距梁端约 150mm 处，宜对上下翼缘均进行切削。切削后梁翼缘截面不宜大于原截面面积的 90%，应能承受按弹性设计的多遇烈度地震下的组合内力。最新的中外试验研究表明，尽管骨形连接的设计思想是在节点以外实现受弯塑性铰，但实际上仍未能避免梁侧向扭转屈曲的可能性，而失稳破坏对提高结构延性是不利的。

开口式连接技术（Slotted Web™）[图 6.26(h)]是以美国结构抗震设计协会（SSDA）成功完成的 ATC-24 规程试验研究结果、应力和应变非线性有限元分析结果以及梁板屈曲模式为基础建立的。研究发现，传统的非开口焊接连接方式在翼缘和腹板接缝间产生极

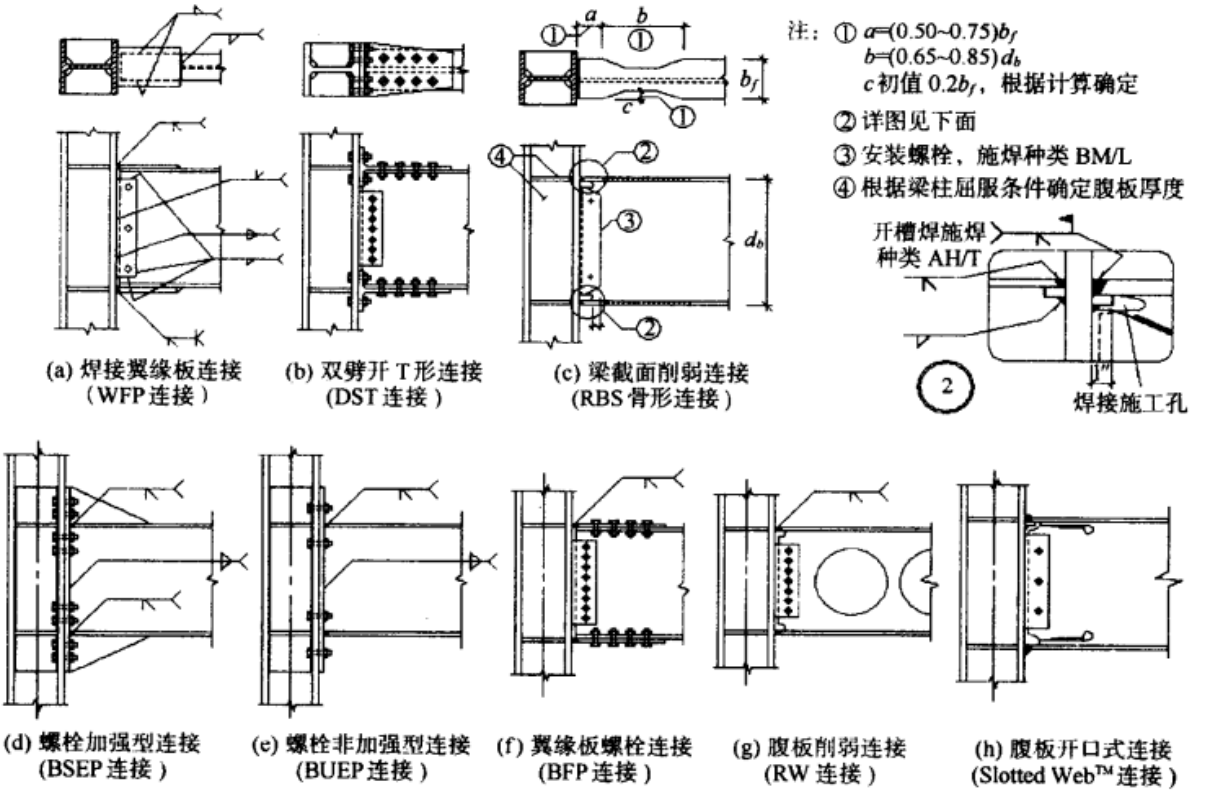


图 6.26　美国 FEMA350 推荐使用的部分新型梁柱节点

大的应变梯度，其应力值可达设计正应力的 4～5 倍。仪器记录和有限元分析表明，由于梁翼缘与柱连接产生的二次弯矩，使得节点受弯时在梁受拉翼缘和焊接部分同时产生拉应力和压应力，其结果是梁翼缘被内部复杂应力撬开。北岭地震现场记录的某些梁柱节点只经受了 6 圈中等强度地震往复运动便告断裂，因此证明这种破坏属于低周疲劳破坏。而开口式节点的工作原理与传统非开口连接不同，其中腹板承受部分弯矩和全部剪力，翼缘只承受弯矩，受力明确，试验和理论分析结果一致。试验结果证明，没有任何开口连接构件出现侧向扭转屈曲破坏模式，而这种模式在非开口焊接连接节点试验中是易于出现的。SSDA 的循环加载对比试验表明，传统梁柱刚性节点在经历 30 次循环后破坏，骨形连接达到 104 次，而开口节点高达 230 次，可见低周疲劳寿命大大提高了。另外，由于开口式节点不会产生侧向扭转屈曲，减小了建筑正面损害的可能性，也不会连累柱子受扭，这样便减小了维修费用。即使是中等程度的地震，建筑正面造成的损伤维修费用都是可观的，令人难以承受的。SSDA 已经于 1997 年申请了专利。美国 UBC、AISC 荷载与抗力设计规定以及 AISC 的钢结构建筑抗震规范已经采用这一技术。

本章学习提要

本章主要介绍多层、高层钢结构抗震设计规定，钢结构房屋的抗震计算，以及钢结构房屋的抗震构造要求。学习要点和应达到的要求如下：

1. 震害现象反映了设计与施工技术水平，对改进设计方法和制作工艺、研发新技术、修订技术标准有重要意义。学习钢结构抗震性能有助于理解钢结构的抗震工作机理。

2. 以我国《建筑抗震设计规范》为主线介绍的抗震设计规定、结构抗震计算、房屋抗震构造设计是进行钢结构设计与施工的重要技术依据，也是本章的学习重点。要求掌握钢结构房屋抗震计算方法，熟悉房屋抗震构造设计的主要内容。

3. 关注、学习钢结构研究的最新进展是继承已有科技成果、缩小技术水平差距、促进行业科技进步的需要。

习题及思考题

6.1 多、高层钢结构在强震作用下柱子断裂的主要原因是什么？

6.2 钢框架-中心支撑体系和钢框架-偏心支撑体系的抗震工作机理各有何特点？

6.3 避免梁柱节点、支撑构件发生失稳破坏对改善结构整体抗震性能有何作用？

6.4 建立钢结构构件的恢复力模型与建立混凝土构件的恢复力模型有哪些技术差别？

6.5 楼盖与钢梁有哪些可靠的连接措施？为什么在进行罕遇烈度下结构地震反应分析时不考虑楼板与钢梁的共同工作？

6.6 为什么要对地震作用效应进行调整？

6.7 为什么要设置加强层？

6.8 在设计和构造上如何保证钢框架-偏心支撑体系的塑性铰出现在消能梁段？

6.9 为什么支撑-框架结构的支撑斜杆需按刚接设计，但可按端部铰接杆计算？

6.10 实现强柱设计有哪些措施？

6.11 钢框架结构、钢框架-中心支撑结构、钢框架-偏心支撑结构、钢框架-抗震墙板结构多道抗震防线的设计思路是什么？

6.12 为什么骨形连接和开口式连接技术可以提高梁柱构件的抗震能力？两种连接方式的工作机理有何不同？

第七章　砌体结构房屋抗震设计

由砖砌体、石砌体或砌块砌体建造的结构，统称为砌体结构，在各类房屋建筑中被广泛采用。砌体结构使用的是脆性材料，而且整个结构由块体砌筑而成，整体性不好。因此，一般传统的砌体结构房屋抗震性能较差，特别是未经抗震设计的多层砌体房屋更是在强震中普遍发生严重破坏。

然而震害调查发现，在高烈度区，甚至包括 9 度区，也有一些砖砌体结构房屋震后只受到轻微的破坏，有的甚至还基本完好。这说明，只要设计合理，构造措施得当，加之良好的地基条件和施工质量，多层砌体房屋也可以满足抗震要求。

随着砌体结构领域抗震研究的不断深入，除传统的砌体结构在设计理论和设计方法等方面取得进展外，还出现了抗震性能较好的新型结构体系，如：配筋混凝土小型空心砌块抗震墙结构（即，配筋砌块砌体剪力墙结构），扩大了砌体结构在地震区的使用范围。7.1～7.4 节的内容主要以传统的多层砌体结构体系（即一般砖房和砌块砌体房屋）为对象。而对于配筋混凝土小型空心砌块抗震墙结构的抗震设计要点，将在 7.5 节给予介绍。

7.1　震害及其分析

砌体结构房屋以砌筑的墙体为主要承重构件。地震时，砌体结构同时承受重力荷载和水平及竖向地震作用，受力复杂，结构破坏情况随结构类型和构造措施的不同而有所不同，大致有如下震害现象。

1. 房屋倒塌（图 7.1）

地震时，当结构下部、特别是底层墙体强度不足时，易造成房屋底层倒塌，从而导致房



图 7.1　房屋倒塌

屋整体倒塌；当结构上部墙体强度不足时，易造成上部结构倒塌，并将下部砸坏；当结构平、立面体型复杂又处理不当，或个别部位连接不好时，易造成局部倒塌。

2. 墙体开裂

砌体结构墙体在地震作用下可以产生不同形式的裂缝。与水平地震作用方向相平行的墙体受到平面内地震剪力以及竖向重力荷载的共同作用，当该墙体内的主拉应力超过砌体强度时，就会产生斜裂缝或交叉斜裂缝；当墙体受到与之方向垂直的水平地震剪力作用、发生平面外受弯受剪时，产生水平裂缝。

3. 纵横墙连接处破坏(图 7.2)

在水平及竖向地震作用下，纵横墙连接处受力复杂，应力集中。当纵横墙交接处连接不好时，易出现竖向裂缝，甚至造成纵墙外闪倒塌。

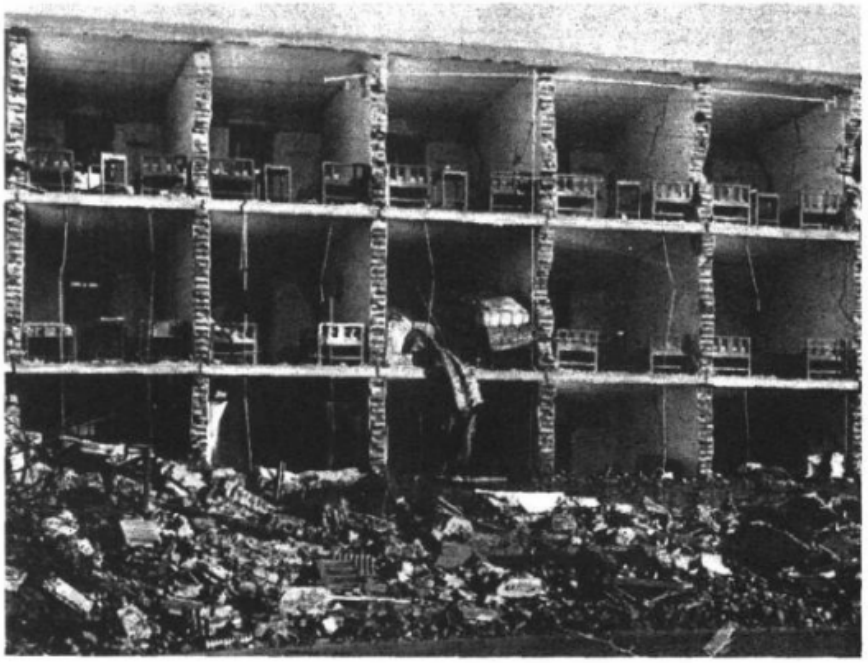


图 7.2　纵横墙连接破坏

4. 墙角破坏

墙角位于房屋端部，受房屋整体约束较弱，地震作用产生的扭转效应使其产生应力集中，纵横墙的裂缝又往往在此相遇，因而成为抗震薄弱部位之一。其破坏形态多种多样，有受剪斜裂缝、受压竖向裂缝、块材被压碎或墙角脱落。

5. 楼梯间墙体破坏

楼梯间一般开间较小，其墙体分配承担的地震力较多，而在高度方向上又缺乏有力支撑，稳定性差，易造成破坏。

6. 楼、屋盖破坏

主要是由于楼板或梁在墙上支承长度不足，缺乏可靠拉结措施，在地震时造成塌落。

7. 其他破坏

其他破坏主要包括：突出于建筑物之外的附属构件（如突出屋面的砖烟囱、女儿墙、屋顶间等）的倒塌；温度缝未能满足抗震缝要求时，缝两侧墙体撞击造成破坏；等等。

上述破坏大体可以归纳为三类：一是由于房屋结构布置不当引起的破坏，二是由于结构或构件承载力不足而引起的破坏，三是由于构造或连接方面存在缺陷引起的破坏。在抗震设计中，应在总结震害经验的基础上，按规范要求，采取合理可靠的抗震对策，从而有效地提高砌体结构房屋的抗震能力。

7.2 砌体结构房屋抗震设计的一般规定

1. 对房屋结构体系和总体布置的要求

选择多层砌体房屋结构体系应优先选用横墙承重或纵横墙共同承重的方案。纵墙承重方案因横向支承少，纵墙易产生平面外弯曲破坏而导致倒塌，应尽量避免采用。结构体系中纵横墙的布置应均匀对称，沿平面内宜对齐，沿竖向应上下连续，同一轴线上的窗间墙宽度宜均匀。

房屋的平立面布置应尽可能简单、规则，避免由于布置不规则（如：平面上墙体较大的局部突出和凹进，立面上局部的突出和错层）使结构各部分的质量和刚度分布不均匀、质量中心和刚度中心不重合而导致的震害加重。房屋有下列情况之一时宜设防震缝：

① 房屋立面高差在 6m 以上；

② 房屋有错层，且楼板高差较大；

③ 各部分结构刚度、质量截然不同。

防震缝应沿房屋全高设置，两侧均应设置墙体，缝宽应根据地震烈度和房屋高度确定，一般取 50～100mm。

楼梯间不宜设置在房屋的尽端和转角处。烟道、风道、垃圾道等不应削弱墙体，当墙体被削弱时，应对墙体采取加强措施。不宜采用无竖向配筋的附墙烟囱及出屋面的烟囱。不宜采用无锚固的钢筋混凝土预制挑檐。

2. 对房屋总高度和层数的限制

随着多层砌体结构房屋高度和层数的增加，房屋的破坏程度加重，倒塌率增加。

在一般情况下，多层砌体结构房屋的层数和总高度不应超过表 7.1 的规定；对医院、教学楼等横墙较少（横墙较少指同一层内开间大于 4.2m 的房间占该层总面积的 40%以上）的多层砌体房屋，总高度应比表 7.1 的规定降低 3m，层数相应减少一层；对各层横墙间距虽能满足最大间距要求但横墙很少的房屋，还应根据具体情况再适当降低总高度和减少层数。横墙较少的多层砖砌体住宅楼，当按规定采取加强措施并满足抗震承载力要求时，其高度和层数可仍按表 7.1 的规定采用。此外，砖和砌块砌体承重房屋的层高，不应超过 3.6m。

表 7.1　多层砌体房屋的层数和总高度限值（m）

房屋类别	最小厚度/mm	设防烈度							
		6 度		7 度		8 度		9 度	
		高度	层数	高度	层数	高度	层数	高度	层数
普通砖	240	24	8	21	7	18	6	12	4
多孔砖	240	21	7	21	7	18	6	12	4
	190	21	7	18	6	15	5	—	—
混凝土小砌块	190	21	7	21	7	18	6	—	—

注：1）房屋的总高度指室外地面到檐口或屋面板顶的高度。半地下室可从地下室室内地面算起，全地下室和嵌固条件好的半地下室可从室外地面算起，带阁楼的坡屋面应算到山尖墙的 1/2 高度处。

2）室内外高差大于 0.6m 时，房屋总高度可比表中数据增加不多于 1m 的高度。

3）普通砖、多孔砖分别是烧结普通黏土砖、烧结多孔黏土砖的简称。

3. 对房屋高宽比的限制

随着房屋高宽比（总高度与总宽度之比）的增大，由整体弯曲在墙体中产生的附加应力也将增大，房屋的破坏将加重。多层砌体结构房屋不作整体弯曲验算，但为了保证房屋的整体稳定性，其总高度与总宽度的最大比值宜符合表 7.2 的要求。

表 7.2　房屋最大高宽比

设防烈度	6 度	7 度	8 度	9 度
最大高宽比	2.5	2.5	2.0	1.5

注：1）单面走廊房屋的总宽度不包括走廊宽度。

2）建筑平面接近正方形时，高宽比宜适当减小。

4. 对抗震横墙间距的要求

抗震横墙的间距直接影响到房屋的空间刚度。横墙间距过大时，结构的空间刚度小，

不能满足对楼盖传递水平地震作用到相邻墙体所需的水平刚度的要求。因此对抗震横墙间距必须根据楼盖的水平刚度给予限制，即不应超过表 7.3 的要求。

表 7.3　房屋抗震横墙最大间距(m)

房屋楼盖类别	设防烈度			
	6 度	7 度	8 度	9 度
现浇和装配整体式钢筋混凝土楼、屋盖	18	18	15	11
装配式钢筋混凝土楼、屋盖	15	15	11	7
木楼、屋盖	11	11	7	4

注：1) 多层砌体房屋的顶层，最大横墙间距可适当放宽。

2) 小砌块房屋不宜采用木楼、屋盖。

5. 对墙段的局部尺寸要求

为避免结构中的抗震薄弱环节，防止因某些局部部位破坏引起房屋的倒塌，房屋中砌体墙段的局部尺寸限值宜符合表 7.4 的要求。

表 7.4　房屋的局部尺寸限值(m)

部　　位	6 度	7 度	8 度	9 度
承重窗间墙最小宽度	1.0	1.0	1.2	1.5
承重外墙尽端至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0	1.2	1.5
非承重外墙尽端至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0	1.0	1.0
内墙阳角至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0	1.5	2.0
无锚固女儿墙(非出入口处)的最大高度	0.5	0.5	0.5	0

注：1) 局部尺寸不足时应采取局部加强措施弥补。

2) 出入口处的女儿墙应有锚固。

6. 对结构材料的要求

烧结普通砖和烧结多孔砖的强度等级不应低于 MU10，其砌筑砂浆强度等级不应低于 M5；混凝土小型空心砌块的强度等级不应低于 MU7.5，其砌筑砂浆强度等级不应低于 M7.5。

7.3　砌体结构房屋抗震验算

多层砌体房屋的抗震计算，一般可只考虑水平地震作用的影响，而不考虑竖向地震作用的影响。

对于平立面布置规则、质量和刚度沿高度分布比较均匀、以剪切变形为主的多层砌体房屋，在进行结构的抗震计算时，宜采用底部剪力法等简化方法。

当多层砌体房屋的高宽比不大于表 7.2 的规定限值时，由于整体弯曲产生的附加应力不大，可只验算在沿房屋横、纵两个主轴方向水平地震作用影响下，横墙和纵墙在其自身平面内的抗剪能力，而不做整体弯曲验算。

7.3.1 计算简图

计算水平地震作用时，可将多层砌体房屋的重力荷载代表值分别集中在各层楼、屋盖处，简化为下端嵌固、如图 7.3 所示的计算简图。其中，底部固定端的位置确定，当基础埋置较浅时，取为基础顶面；当基础埋置较深时，取为室外地坪下 0.5m 处；当设有整体刚度很大的全地下室时，取为地下室顶板处；当地下室整体刚度较小或为半地下室时，取为地下室室内地坪处。集中在 i 层楼盖处的重力荷载代表值 G_i，包括 i 层楼盖自重、作用在该层楼面上的可变荷载和以该楼层为中心上下各半层的墙体自重之和。计算时，结构和构配件自重取标准值，可变荷载取组合值，采用第三章规定的组合值系数。

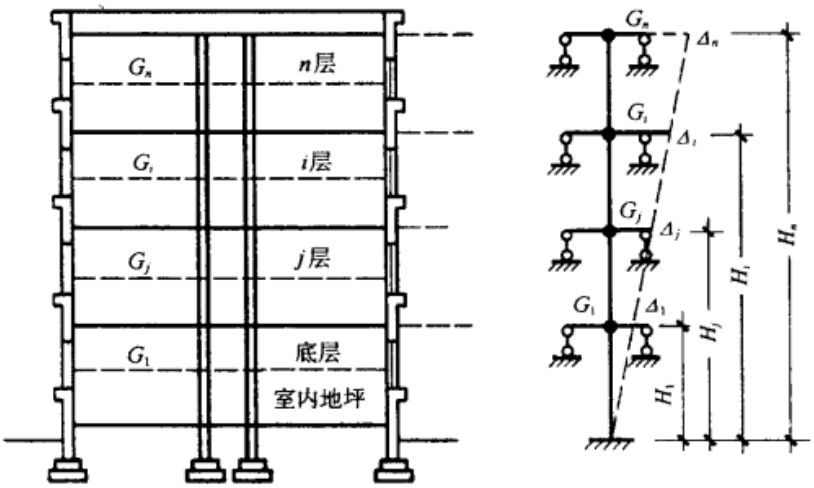


图 7.3 计算简图

7.3.2 水平地震作用和楼层地震剪力计算

采用底部剪力法计算砌体结构在多遇地震下的水平地震作用，应按照第三章给出的方法进行。由于砌体结构的基本周期 T_1 一般处于我国抗震规范所规定的设计反应谱中自振周期为(0.1s～T_g)的范围内，因而水平地震影响系数 $\alpha_1=\alpha_{max}$(查表 3.2)，且不用考虑顶层附加水平地震作用标准值 ΔF_n。因此可采用下式计算总水平地震作用标准值 F_{Ek}和各楼层水平地震作用标准值 F_i：

$$F_{Ek}=\alpha_{max}G_{eq} \tag{7.1}$$

$$F_i=\frac{G_iH_i}{\sum_{j=1}^{n}G_jH_j}F_{Ek} \qquad (i=1,2,\cdots,n) \tag{7.2}$$

式中 F_i——第 i 楼层的水平地震作用标准值；

G_i、G_j——分别为集中于第 i、j 楼层的重力荷载代表值；

H_i、H_j——分别为第 i、j 楼层质点的计算高度。

作用于第 i 层的楼层地震剪力标准值 V_i 为第 i 层以上地震作用标准值之和，即

$$V_i = \sum_{j=1}^{n} F_j \tag{7.3}$$

抗震验算时，任一楼层的水平地震剪力均应符合式(3.114)的最小剪力要求。为考虑突出屋面的屋顶间、女儿墙、烟囱等部位的鞭端效应，这些部位的地震内力宜乘以增大系数 3。增大的两倍不应往下传递，但在设计与该突出部分相连的构件时应予计入。

7.3.3 楼层地震剪力在各墙体间的分配

在多层砌体房屋中，墙体是主要抗侧力构件。沿某一水平方向作用的楼层地震剪力 V_i 由同一层墙体中与该方向平行的各墙体共同承担，通过屋盖和楼盖将其传给各墙体。因此，楼层地震剪力在各墙体间的分配，决定于楼、屋盖的水平刚度和各墙体的抗侧力刚度等因素。

1. 墙体的抗侧力刚度

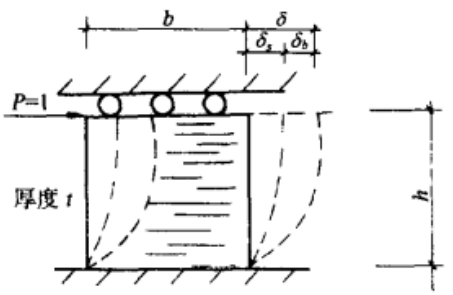


图 7.4 墙体侧移柔度

设某墙体如图 7.4 所示，墙体高度、宽度和厚度分别为 h、b 和 t。当其顶端作用有单位侧向力时，产生侧移 δ，称之为该墙体的侧移柔度。如只考虑墙体的剪切变形，其侧移柔度为

$$\delta_s = \frac{\xi h}{AG} = \frac{\xi h}{btG} \tag{7.4}$$

如只考虑墙体的弯曲变形，其侧移柔度为

$$\delta_b = \frac{h^3}{12EI} = \frac{1}{Et}\left(\frac{h}{b}\right)^3 \tag{7.5}$$

式中 E、G——分别为砌体弹性模量和剪变模量；

A、I——分别为墙体水平截面面积和惯性矩；

ξ——截面剪应力不均匀系数。

墙体抗侧力刚度 K 是侧移柔度的倒数。对于同时考虑剪切变形和弯曲变形的墙体，由于砌体材料剪变模量 $G=0.4E$，矩形截面剪应力不均匀系数 $\xi=1.2$，因此，其抗侧力刚度为

$$K = \frac{1}{\delta} = \frac{1}{\delta_s + \delta_b} = \frac{Et}{\frac{h}{b}\left[3 + \left(\frac{h}{b}\right)^2\right]} \tag{7.6}$$

如果只考虑剪切变形，其抗侧力刚度为

$$K = \frac{1}{\delta_s} = \frac{AG}{\xi h} = \frac{Et}{3\dfrac{h}{b}} \tag{7.7}$$

2. 横向水平地震剪力的分配

按照楼盖水平刚度的不同，横向水平地震剪力采用不同的分配方法。

(1) 刚性楼盖。

当抗震横墙间距符合表 7.3 的规定时，现浇和装配整体式钢筋混凝土楼、屋盖可看作刚性楼盖。即：可以假定在横向水平地震作用下楼盖在其自身水平平面内刚度无穷大($EI=\infty$)，只发生刚体平移 Δ_i(如图 7.5 所示)。此时各抗震横墙所分担的水平地震剪力与其抗侧力刚度成正比。因此，宜按同一层各墙体抗侧力刚度的比例分配。设第 i 楼层共有 m 道横墙，则其中第 j 墙所承担的水平地震剪力标准值 V_{ij} 为

$$V_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum_{k=1}^{m} K_{ik}} V_i \tag{7.8a}$$

式中 K_{ij}、K_{ik}——分别为第 i 层第 j 墙墙体和第 k 墙墙体的抗侧力刚度。

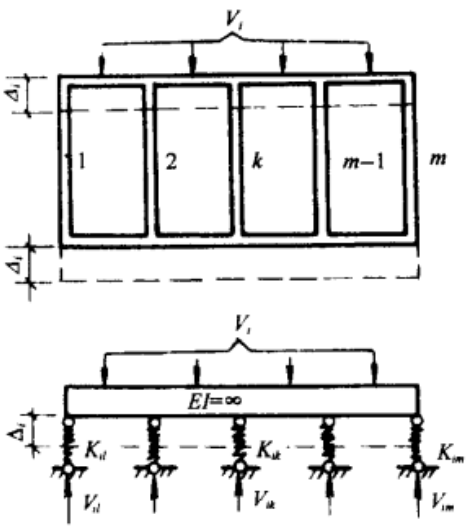


图 7.5 刚性楼盖计算简图

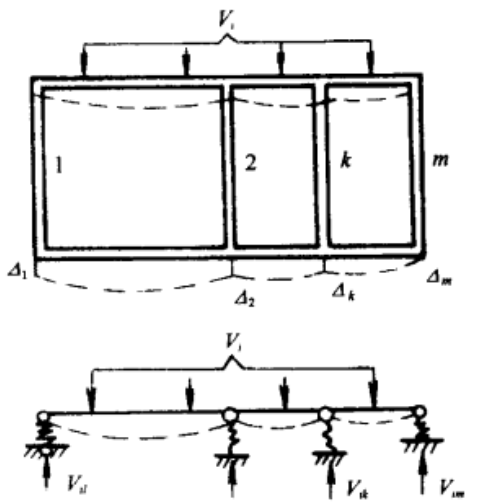


图 7.6 柔性楼盖计算简图

当可以只考虑剪切变形，且同一层墙体材料及高度均相同时，将式(7.7)代入式(7.8a)，可得

$$V_{ij} = \frac{A_{ij}}{\sum_{k=1}^{m} A_{ik}} V_i \tag{7.8b}$$

式中 A_{ij}、A_{ik}——分别为第 i 层第 j 墙墙体和第 k 墙墙体的水平截面面积。

(2) 柔性楼盖。

木楼盖、木屋盖等柔性楼盖砌体结构房屋，楼屋盖水平刚度小，在横向水平地震作用下楼盖在其自身水平平面内不仅有平移，而且受弯变形，可将其视为水平支承在各抗震横墙上的多跨简支梁(如图 7.6 所示)。各抗震横墙承担的水平地震作用为该墙体从属面积上的重力荷载所产生的水平地震作用，因而各横墙承担的水平地震剪力可按该从属面积上的重力荷载代表值的比例分配，即，第 i 楼层第 j 墙所承担的水平地震剪力标准值 V_{ij} 为

$$V_{ij}=\frac{G_{ij}}{G_i}V_i \tag{7.9a}$$

式中 G_i——第 i 层楼层的重力荷载代表值；

G_{ij}——第 i 层第 j 墙墙体从属面积(可近似取为该墙体与两侧面相邻横墙之间各一半范围内的楼盖面积)上的重力荷载代表值。

当楼层重力荷载均匀分布时，式(7.9a)可简化为

$$V_{ij}=\frac{S_{ij}}{S_i}V_i \tag{7.9b}$$

式中 S_{ij}、S_i——分别为第 i 层楼层第 j 墙墙体的从属面积和第 i 层楼层的总面积。

(3) 中等刚性楼盖。

采用普通钢筋混凝土预制板的装配式楼、屋盖为中等刚性楼盖，可近似采用上述两种分配方法的平均值进行横向水平地震剪力分配，即，对有 m 道横墙的第 i 楼层，其中第 j 墙所承担的水平地震剪力标准值 V_{ij} 为

$$V_{ij}=\frac{1}{2}\left[\frac{K_{ij}}{\sum_{k=1}^{m}K_{ik}}+\frac{G_{ij}}{G_i}\right]V_i \tag{7.10a}$$

当可以只考虑墙体剪切变形、同一层墙体材料及高度均相同且楼层重力荷载均匀分布时，式(7.10a)可简化为

$$V_{ij}=\frac{1}{2}\left[\frac{A_{ij}}{\sum_{k=1}^{m}A_{ik}}+\frac{S_{ij}}{S_i}\right]V_i \tag{7.10b}$$

3. 纵向水平地震剪力的分配

在纵向水平地震剪力进行分配时，由于楼盖沿纵向的尺寸一般比横向大得多，其水平刚度很大，各种楼盖均可视为刚性楼盖。因此，纵向楼盖水平地震剪力可按同一层各纵墙墙体抗侧力刚度的比例，采用与对刚性楼盖横向水平地震剪力分配相同的式(7.8a)或式(7.8b)分配到各纵墙。

4. 同一道墙各墙段间的水平地震剪力分配

砌体结构中，每一道纵墙、横墙往往分为若干墙段。同一道墙按以上方法所分得的水平地震剪力可按各墙段抗侧力刚度的比例分配到各墙段。设第 i 楼层第 j 道墙共有 s 个墙

段，则其中第 r 墙段所承担的水平地震剪力 V_{ijr} 为

$$V_{ijr}=\frac{K_{ijr}}{\sum_{k=1}^{s}K_{ijk}}V_{ij} \tag{7.11}$$

式中 K_{ijr}、K_{ijk}——分别为第 i 层第 j 墙第 r 墙段和第 k 墙段的抗侧力刚度。

墙段抗侧力刚度应按下列原则确定：

(1) 刚度的计算应计及高宽比的影响。这是由于高宽比不同则墙体总侧移中弯曲变形和剪切变形所占的比例不同。这里，高宽比指层高与墙长之比，对门窗洞边的小墙段指洞净高与洞侧墙宽之比。高宽比小于 1 时，可只考虑剪切变形的影响，墙段抗侧力刚度按式(7.7)计算；高宽比不大于 4 且不小于 1 时，应同时考虑弯曲和剪切变形，墙段抗侧力刚度按式(7.6)计算；高宽比大于 4 时，以弯曲变形为主，此时墙体侧移大，抗侧力刚度小，因而可不考虑其刚度，不参与地震剪力的分配。

(2) 墙段宜按门窗洞口划分；对小开口墙段，为了避免计算刚度时的复杂性，可按不开洞的毛墙面计算刚度，再根据开洞率乘以表 7.5 的洞口影响系数。

表 7.5 墙段洞口影响系数

开洞率	0.10	0.20	0.30
影响系数	0.98	0.94	0.88

注：开洞率为洞口面积与墙段毛面积之比，窗洞高度大于层高 50%时，按门洞对待。

7.3.4 墙体抗震承载力验算

地震时砌体结构墙体墙段承受竖向压应力和水平地震剪应力的共同作用，当强度不足时一般发生剪切破坏。因此，墙体墙段水平地震剪力确定以后，需要按式(3.116)进行截面抗震承载力验算。这里，在计算墙体墙段剪力设计值时，水平地震作用分项系数取值为 1.3，且可不考虑与重力荷载所产生的剪力的组合；砌体承载力抗震调整系数 γ_{RE}，应按表 7.7 采用；各类砌体沿阶梯形截面破坏的抗震抗剪强度设计值 f_{vE} 按下式确定：

$$f_{vE}=\zeta_N f_v \tag{7.12}$$

式中 f_v——非抗震设计的砌体抗剪强度设计值；

ζ_N——砌体强度的正应力影响系数，可按表 7.6 采用。

表 7.6 砌体强度的正应力影响系数 ζ_N

砌体类别	σ_0/f_v							
	0.0	1.0	3.0	5.0	7.0	10.0	15.0	20.0
普通砖、多孔砖	0.80	1.00	1.28	1.50	1.70	1.95	2.32	
混凝土砌块		1.25	1.75	2.25	2.60	3.10	3.95	4.80

注：σ_0 为对应于重力荷载代表值的砌体截面平均压应力。

表 7.7　砌体承载力抗震调整系数 γ_{RE}

结构构件	受力状态	γ_{RE}
无筋、网状配筋和水平配筋砖砌体抗震墙	受剪	1.0
两端均设构造柱、芯柱的砌体抗震墙	受剪	0.9
组合砖墙、配筋混凝土小型空心砌块抗震墙	偏心受压、受拉和受剪	0.85
自承重墙	受剪	0.75
无筋砖柱	偏心受压	0.9
组合砖柱	偏心受压	0.85

验算时，可只选择不利情况（即地震剪力较大、墙体截面较小或竖向应力较小的墙段）进行验算，并根据不同的砌体采用相应的公式。

1. 无筋砌体截面抗震承载力验算

（1）烧结普通砖、烧结多孔砖、蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖墙体和石墙体的截面抗震承载力，应按下式验算：

$$V \leqslant f_{VE}A/\gamma_{RE} \tag{7.13}$$

式中　V——墙体剪力设计值；

f_{VE}——砌体沿阶梯形截面破坏的抗震抗剪强度设计值；

A——墙体横截面面积；

γ_{RE}——承载力抗震调整系数。

（2）混凝土砌块墙体的截面抗震承载力，应按下式验算：

$$V \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}[f_{VE}A + (0.3f_tA_c + 0.05f_yA_s)\zeta_c] \tag{7.14}$$

式中　f_t——灌孔混凝土轴心抗拉强度设计值；

A_c——灌孔混凝土或芯柱截面总面积；

f_y——芯柱钢筋抗拉强度设计值；

A_s——芯柱钢筋截面总面积；

ζ_c——芯柱参与工作系数，可按表 7.8 采用。

表 7.8　芯柱参与工作系数

填孔率 ρ	$\rho<0.15$	$0.15\leqslant\rho<0.25$	$0.25\leqslant\rho<0.5$	$\rho\geqslant0.5$
ζ_c	0	1.0	1.10	1.15

注：填孔率指芯柱根数（含构造柱和填实孔洞数量）与孔洞总数之比。

当同时设置芯柱和钢筋混凝土构造柱时，构造柱截面可作为芯柱截面，构造柱钢筋可作为芯柱钢筋。

2. 配筋砖砌体截面抗震承载力验算

(1) 网状配筋或水平配筋烧结普通砖、烧结多孔砖墙的截面抗震承载力应按下列公式验算：

$$V \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(f_{VE}A + \zeta_s f_y A_s) \tag{7.15}$$

式中 ζ_s——钢筋参与工作系数，可按表 7.9 采用；

f_y——钢筋抗拉强度设计值；

A_s——层间墙体竖向截面的水平钢筋总截面面积，其配筋率应不小于 0.07%且不大于 0.17%。

表 7.9 钢筋参与工作系数ζ_s

墙体高宽比	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
ζ_s	0.10	0.12	0.14	0.15	0.12

(2) 砖砌体和钢筋混凝土构造柱组合墙的截面抗震承载力应按下列公式验算：

$$V \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}[\eta_c f_{VE}(A - A_c) + \zeta f_t A_c + 0.08 f_y A_s] \tag{7.16}$$

式中 A_c——中部构造柱的截面面积(对横墙和内纵墙，$A_c > 0.15A$ 时，取 $0.15A$，对外纵墙，$A_c > 0.25A$ 时，取 $0.25A$)；

f_t——中部构造柱的混凝土抗拉强度设计值；

A_s——中部构造柱的纵向钢筋截面总面积(配筋率不小于 0.6%，大于 1.4%时取 1.4%)；

f_y——钢筋抗拉强度设计值；

ζ——中部构造柱参与工作系数：居中设一根时取 0.5，多于一根时取 0.4；

η_c——墙体约束修正系数：一般情况取 1.0，构造柱间距不大于 2.8m 时取 1.1。

7.3.5 计算实例

某 5 层办公楼，采用装配式钢筋混凝土梁板结构(图 7.7)，纵横墙承重。大梁截面尺寸为 200mm×500mm，梁端伸入墙内 240mm，大梁间距 3.6m。底层墙厚为 370mm，2～5 层墙厚为 240mm，均双面粉刷。烧结粉煤灰砖的强度等级为 MU10，砂浆为 M5 水泥混合砂浆。抗震设防烈度为 7 度(设计基本地震加速度为 $0.10g$)，设计地震分组为第一组，Ⅱ类场地。计算重力荷载代表值时，屋面均布荷载为 4.49kN/m^2，楼面均布荷载为 4.64kN/m^2(大梁自重已折算为均布荷载)。各层重力荷载代表值：G_1=10 096kN，G_2=G_3=G_4=8044kN，G_5=5876kN。试进行抗震承载力验算。

解：

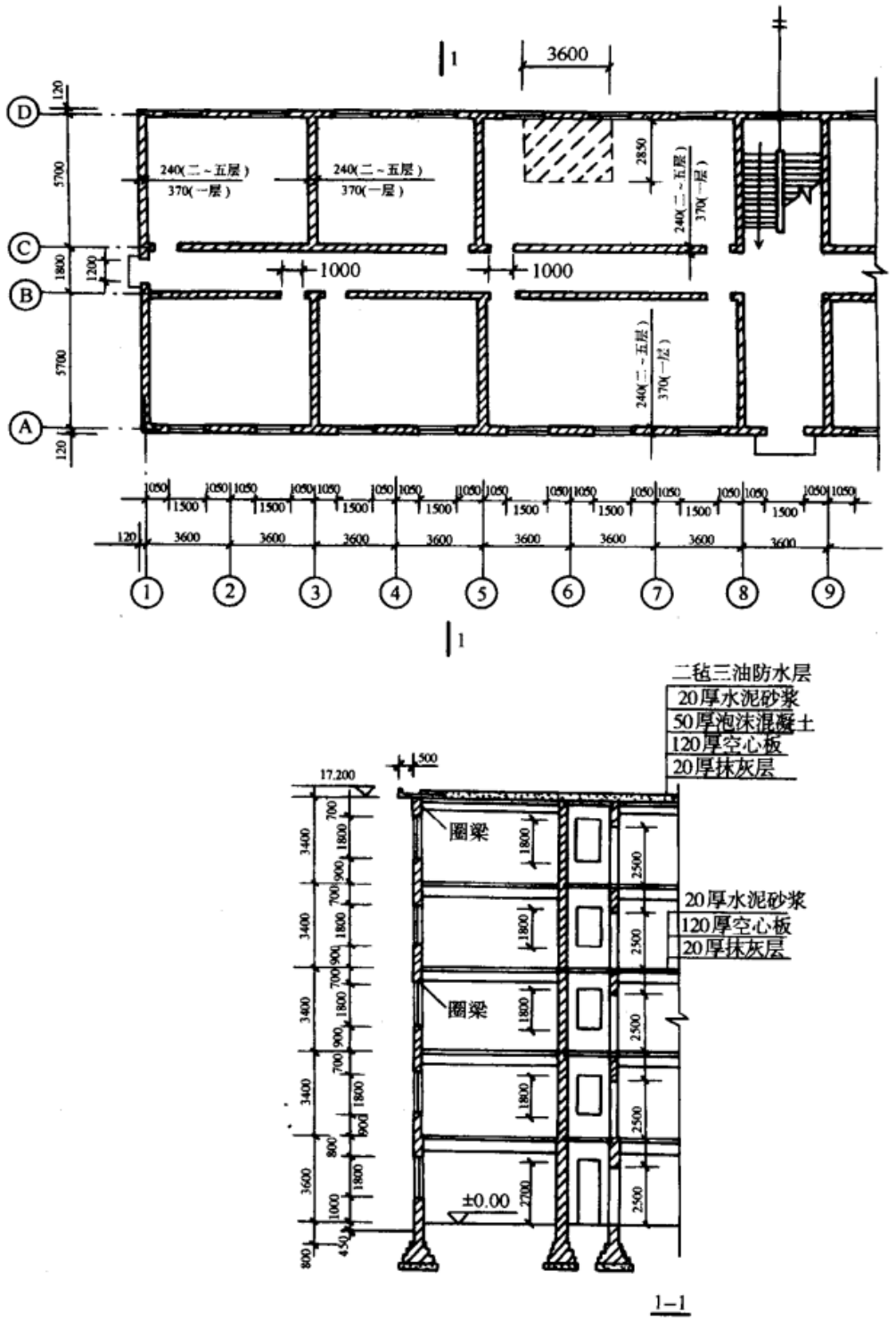

1
3600
D
C
B
A
120
5700
1800
1200
5700
120
240(二～五层)
370(一层)
240(二～五层)
370(一层)
2850
240(二～五层)
370(一层)
1000
1000
240(二～五层)
370(一层)
1050
1500
3600
1
2
3
4
5
6
7
8
9
1
二毡三油防水层
20厚水泥砂浆
50厚泡沫混凝土
120厚空心板
20厚抹灰层
500
17.200
圈梁
圈梁
20厚水泥砂浆
120厚空心板
20厚抹灰层
700
1800
900
3400
3600
1000
800
450
±0.00
2700
2500
1-1

图 7.7　平剖面简图

1. 水平地震作用计算

(1) 各层重力代表值。

$$G_1 = 10\ 096\text{kN}$$

$$G_2 = G_3 = G_4 = 8044\text{kN}$$

$$G_5 = 5876\text{kN}$$

$$\sum G_i = 10\ 096 + 3 \times 8044 + 5876 = 40\ 104(\text{kN})$$

(2) 结构总水平地震作用标准值。

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} = 0.08 \times 40\ 104 \times 0.85 = 2727(\text{kN})$$

(3) 各层水平地震作用和地震剪力标准值列于表 7.10。

表 7.10 各层水平地震作用和地震剪力标准值

层	G_i /kN	H_i /m	$G_i H_i$ /(kN·m)	$F_i=\frac{G_iH_i}{\sum G_iH_i}F_{Ek}$ /kN	$V_{ik}=\sum F_i$ /kN
5	5876	17.93	105 357	688	688
4	8044	14.53	116 879	763	1451
3	8044	11.13	89 530	585	2036
2	8044	7.73	62 180	406	2442
1	10 096	4.33	43 716	285	2727
$\sum$	40 104		417 662	2727	

注：首层取基础顶面至楼板中心面的高度。

各层水平地震作用代表值和所受的水平地震剪力如图 7.8 所示。

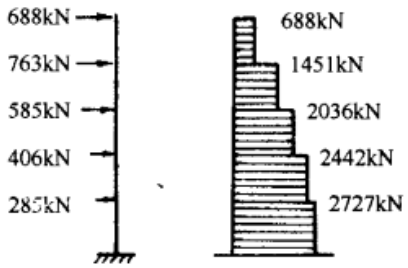


图 7.8 水平地震剪力

2. 横墙截面抗震承载力验算

位于轴线⑤的横墙为最不利墙段，应进行抗震承载力验算。因轴线⑤横墙只有首层墙体截面尺寸及墙体材料与其他层不同，所以应对首层及二层横墙进行验算。

(1) 二层：

全部横向抗侧力墙体横截面面积为

$$A_2 = (13.44 - 1.2) \times 0.24 \times 2 + 5.94 \times 0.24 \times 12 = 22.98(\text{m}^2)$$

轴线⑤横墙横截面面积为

$$A_{25} = 5.94 \times 0.24 \times 2 = 2.85(\text{m}^2)$$

楼层总面积为

$$S_2 = 13.2 \times 54.0 = 712.8(\text{m}^2)$$

轴线⑤横墙的重力荷载从属面积为

$$S_{25} = 13.2 \times 9.0 = 118.8(\text{m}^2)$$

轴线⑤横墙所承担的水平地震剪力为

$$V_{25} = \frac{1}{2}\left[\frac{A_{25}}{A_2} + \frac{S_{25}}{S_2}\right]\gamma_{Eh}V_{2k} = \frac{1}{2}\left(\frac{2.85}{22.98} + \frac{118.8}{712.8}\right) \times 1.3 \times 2442 = 461(\text{kN})$$

轴线⑤横墙每米长度上所承担的竖向荷载为

$$N = 4.49 \times 3.6 + 4.64 \times 3.6 \times 3 + 5.24 \times 3.4 \times 3.5 = 129(\text{kN})$$

(双面粉刷的 240mm 厚砖墙重 5.24(kN/m²)

轴线⑤横墙横截面的平均压应力为

$$\sigma_0 = \frac{129\,000}{240 \times 1000} = 0.538(\text{N/mm}^2)$$

采用 M5 级砂浆，$f_v = 0.11\text{N/mm}^2$，$\sigma_0/f_v = 0.538/0.11 = 4.891$，查表 7.6 得 $\zeta_N = 1.488$。

$$\frac{1}{\gamma_{RE}}\zeta_N f_v A_{25} = \frac{1}{1.0} \times 1.488 \times 0.11 \times 2.85 \times 10^6$$
$$= 466\,500\text{N} = 466.5\text{kN} > V_{25} = 461\text{kN}$$

满足要求。

(2) 一层：

$$A_1 = (13.44 - 1.2) \times 0.37 \times 2 + 5.94 \times 0.37 \times 12 = 35.43(\text{m}^2)$$

$$A_{15} = 5.94 \times 0.37 \times 2 = 4.40(\text{m}^2)$$

$$S_1 = 13.2 \times 54.0 = 712.8(\text{m}^2)$$

$$S_{15} = 13.2 \times 9.0 = 118.8(\text{m}^2)$$

$$V_{15} = \frac{1}{2}\left[\frac{A_{15}}{A_1} + \frac{S_{15}}{S_1}\right]\gamma_{Eh}V_{1k} = \frac{1}{2}\left(\frac{4.40}{35.43} + \frac{118.8}{712.8}\right) \times 1.3 \times 2727 = 516(\text{kN})$$

$$N = 4.49 \times 3.6 + 4.64 \times 3.6 \times 4 + 5.24 \times 3.4 \times 4 + 7.62 \times 4.33 \times 0.5$$
$$= 171(\text{kN})$$

(双面粉刷的 370mm 厚砖墙重 7.62(kN/m²)

$$\sigma_0 = \frac{171\,000}{370 \times 1000} = 0.462(\text{N/mm}^2)$$

采用 M5 级砂浆，$f_v = 0.11\text{N/mm}^2$，$\sigma_0/f_v = 0.462/0.11 = 4.2$，查表 7.6 得 $\zeta_N = 1.412$

$$\frac{1}{\gamma_{RE}}\zeta_N f_v A_{15} = \frac{1}{1.0} \times 1.412 \times 0.11 \times 4.4 \times 10^6 = 683.41\text{kN} > V_{15} = 516\text{kN}$$

满足要求。

3. 纵墙截面抗震承载力验算

外纵墙的窗间墙为不利墙段，取轴线 A 的墙段进行抗震承载力验算。各轴线纵墙的刚度比近似用其墙截面面积比代替。

二层：

纵墙墙体截面总面积

$$A_2=(54.24-15\times1.5)\times0.24\times2+(54.24-8\times1.0-3.36)\times0.24\times2=35.82(\mathrm{m}^2)$$

轴线 A 墙体截面面积

$$A_{2A}=(54.24-15\times1.5)\times0.24=7.62(\mathrm{m}^2)$$

$$V_{2A}=\frac{A_{2A}}{A_2}\gamma_{Eh}V_{2k}=\frac{7.62}{35.82}\times1.3\times2442=675(\mathrm{kN})$$

一层：

纵墙墙体截面总面积

$$A_1=(54.24-15\times1.5)\times0.37\times2+(54.24-8\times1.0-3.36)\times0.37\times2=55.22(\mathrm{m}^2)$$

轴线 A 墙体截面面积

$$A_{1A}=(54.24-15\times1.5)\times0.37=11.74(\mathrm{m}^2)$$

$$V_{1A}=\frac{A_{1A}}{A_1}\gamma_{Eh}V_{1k}=\frac{11.74}{55.22}\times1.3\times2727=754(\mathrm{kN})$$

不利墙段地震剪力分配：

$$V_j=\frac{K_j}{\sum K_k}V_A$$

尽端墙段：$\rho=h/b=1800/1170=1.538$，由于 $1<\rho<4$，应同时考虑弯曲和剪切变形，取 $K=\dfrac{Et}{3\rho+\rho^3}$。

中间墙段：$\rho=h/b=1800/2100=0.857<1$，可只考虑剪切变形，取 $K=\dfrac{Et}{3\rho}$。

计算结果列于表 7.11

表 7.11　一、二层纵墙墙段地震剪力设计值

墙段类别	h /m	b /m	个数	ρ^3	3ρ	$\frac{1}{3\rho}$	$\frac{1}{\rho^3+3\rho}$	V_j/kN	
								一层	二层
1	1.8	1.17	2	3.638	4.614	—	0.121	16.04	14.36
2	1.8	2.1	14	—	2.571	0.389	—	51.57	46.16

注：墙段 1 为尽端墙段，墙段 2 为中间墙段。

(1) 验算二层：

采用 M5 级砂浆，$f_v=0.11\text{N/mm}^2$。

$$A_1 = 1.17 \times 0.24 = 0.281(\text{m}^2) \quad \text{（尽端墙段）}$$

$$A_2 = 2.1 \times 0.24 = 0.504(\text{m}^2) \quad \text{（中间墙段）}$$

墙段 1 仅承受墙体自重，$\gamma_{RE}=0.75$，

$$N = 5.24 \times 3.4 \times 3.5 \times 1.17 = 72.96(\text{kN})$$

$$\sigma_0 = \frac{72.96 \times 10^3}{240 \times 1170} = 0.26(\text{N/mm}^2)$$

$\sigma_0/f_v=0.26/0.11=2.364$，查表 7.6 得 $\zeta_N=1.191$。

$$\frac{1}{\gamma_{RE}}\zeta_N f_v A_1 = \frac{1}{0.75} \times 1.191 \times 0.11 \times 0.281 \times 10^6 = 49.08\text{kN} > 14.36(\text{kN})$$

满足要求。

轴线③、⑤、⑧、⑨处的墙段 2 仅承受墙体自重为

$$N = 5.24 \times 3.4 \times 3.5 \times 2.10 = 130.95(\text{kN})$$

$$\sigma_0 = \frac{130.95 \times 10^3}{240 \times 2100} = 0.26(\text{N/mm}^2)$$

$\sigma_0/f_v=0.26/0.11=2.364$，查表 7.6 得 $\zeta_N=1.191$。

$$\frac{1}{\gamma_{RE}}\zeta_N f_v A_2 = \frac{1}{0.75} \times 1.191 \times 0.11 \times 0.504 \times 10^6 = 88.04\text{kN} > 46.16\text{kN}$$

满足要求。

其他轴线处的墙段 2 除承受墙体自重外还承受大梁传来的屋面、楼面荷载为

$$N = 5.24 \times 3.4 \times 3.5 \times 2.10 + 3.6 \times 5.7 \times 4.49 \times 0.5$$
$$+ 3.6 \times 5.7 \times 4.64 \times 0.5 \times 3 = 319.83(\text{kN})$$

$$\sigma_0 = \frac{319.83 \times 10^3}{240 \times 2100} = 0.635(\text{N/mm}^2)$$

$\sigma_0/f_v=0.635/0.11=5.77$，查表 7.6 得 $\zeta_N=1.577$。

$$\frac{1}{\gamma_{RE}}\zeta_N f_v A_2 = \frac{1}{1.0} \times 1.577 \times 0.11 \times 0.504 \times 10^6 = 87.43\text{kN} > 46.16\text{kN}$$

满足要求。

(2) 验算一层：

采用 M5 级砂浆，$f_v=0.11\text{N/mm}^2$。

$$A_1 = 1.17 \times 0.37 = 0.433(\text{m}^2) \quad \text{（尽端墙段）}$$

$$A_2 = 2.1 \times 0.37 = 0.777(\text{m}^2) \quad \text{（中间墙段）}$$

墙段 1 仅承受墙体自重为

$$N = 5.24 \times 3.4 \times 4 \times 1.17 + 7.62 \times 3.4 \times 0.5 \times 1.17 = 98.53(\text{kN})$$

$$\sigma_0 = \frac{98.53 \times 10^3}{370 \times 1170} = 0.23(\text{N/mm}^2)$$

$\sigma_0/f_v = 0.23/0.11 = 2.091$，查表 7.6 得 $\zeta_N = 1.153$。

$$\frac{1}{\gamma_{RE}}\zeta_N f_v A_2 = \frac{1}{0.75} \times 1.153 \times 0.11 \times 0.433 \times 10^6 = 73.21\text{kN} > 16.04\text{kN}$$

满足要求。

轴线③、⑤、⑧、⑨处的墙段 2 仅承受墙体自重为

$$N = 5.24 \times 3.4 \times 4 \times 2.10 + 7.62 \times 3.4 \times 0.5 \times 2.10 = 176.86(\text{kN})$$

$$\sigma_0 = \frac{176.86 \times 10^3}{370 \times 2100} = 0.23(\text{N/mm}^2)$$

$\sigma_0/f_v = 0.23/0.11 = 2.091$，查表 7.6 得 $\zeta_N = 1.153$。

$$\frac{1}{\gamma_{RE}}\zeta_N f_v A_2 = \frac{1}{0.75} \times 1.153 \times 0.11 \times 0.777 \times 10^6 = 131.37\text{kN} > 51.57\text{kN}$$

满足要求。

其他轴线处的墙段 2 除承受墙体自重外还承受大梁传来的屋面、楼面荷载为

$$\begin{aligned} N = {} & 5.24 \times 3.4 \times 4 \times 2.10 + 7.62 \times 3.4 \times 0.5 \times 2.10 + 3.6 \\ & \times 5.7 \times 4.49 \times 0.5 + 3.6 \times 5.7 \times 4.64 \times 0.5 \times 3 \\ = {} & 365.74(\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\sigma_0 = \frac{365.74 \times 10^3}{370 \times 2100} = 0.471(\text{N/mm}^2)$$

$\sigma_0/f_v = 0.471/0.11 = 4.282$，查表 7.6 得 $\zeta_N = 1.421$。

$$\frac{1}{\gamma_{RE}}\zeta_N f_v A_2 = \frac{1}{1.0} \times 1.421 \times 0.11 \times 0.777 \times 10^6 = 121.45\text{kN} > 51.57\text{kN}$$

满足要求。

7.4 砌体房屋抗震构造措施

为了保证砌体结构房屋的抗震性能，在抗震设计中，除了满足对房屋总体方案与布置的一般规定和进行必要的抗震验算外，还必须采取合理可靠的抗震构造措施。抗震构造措施可以加强砌体结构的整体性，提高变形能力，特别是对于防止结构在大震时倒塌具有重要作用。

1. 设置钢筋混凝土构造柱、芯柱

钢筋混凝土构造柱或芯柱是多层砌体房屋的一项重要抗震构造措施。震害调查表明，设置钢筋混凝土构造柱、芯柱后，不仅可以提高墙体抗剪能力，还可以明显提高结构的极限变形能力。当墙体周边设有钢筋混凝土圈梁和构造柱时，在墙体达到破坏的极限状态

下，由于构造柱的约束，使破碎的墙体中的碎块不易散落，从而能保持一定的承载力，使房屋不致突然倒塌。

(1) 钢筋混凝土构造柱的设置要求。

一般情况下，多层普通砖、多孔砖房构造柱的设置部位应符合表 7.12 的要求。外廊式和单面走廊式的多层砖房及教学楼、医院等横墙较少的房屋，应根据房屋增加一层后的层数，按表 7.12 的要求设置。如果教学楼、医院等横墙较少的房屋为外廊式或单面走廊式，当 6 度不超过四层、7 度不超过三层和 8 度不超过二层时，应按增加二层后的层数对待。

表 7.12　砖房构造柱设置要求

房屋层数				设置部位	
6 度	7 度	8 度	9 度		
四、五	三、四	二、三		外墙四角，错层部位横墙与外纵墙交接处，较大洞口两侧，大房间内外墙交接处	7 度、8 度时，楼、电梯间的四角，每隔 15m 左右的横墙与外墙交接处
六、七	五	四	二		隔开间横墙(轴线)与外墙交接处，山墙与内纵墙交接处，7～9 度时，楼、电梯间的四角
八	六、七	五、六	三、四		内墙(轴线)与外墙交接处，内墙的局部较小墙垛处，7～9 度时，楼、电梯间的四角，9 度时内纵墙与横墙(轴线)交接处

蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖砌体房屋构造柱的设置部位应符合表 7.13 的要求。

表 7.13　蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖房屋构造柱设置要求

房屋层数			设置部位
6 度	7 度	8 度	
四、五	三、四	二、三	外墙四角、楼(电)梯间四角，较大洞口两侧，大房间内外墙交接处
六	五	四	外墙四角、楼(电)梯间四角，较大洞口两侧，大房间内外墙交接处，山墙与内纵墙交接处，隔开间横墙(轴线)与外纵墙交接处
七	六	五	外墙四角、楼(电)梯间四角，较大洞口两侧，大房间内外墙交接处，各内墙(轴线)与外墙交接处，8 度时，内纵墙与横墙(轴线)交接处
八	七	六	较大洞口两侧，所有纵横墙交接处，且构造柱间距不宜大于 4.8m

构造柱最小截面可采用 240mm×180mm，纵向钢筋宜采用 4ϕ12，箍筋间距不宜大于 250mm，且在柱上下端宜适当加密。7 度时超过六层、8 度时超过五层和 9 度时，构造柱纵向钢筋宜采用 4ϕ14，箍筋间距不应大于 200mm，房屋四角的构造柱可适当加大截面及配筋。

构造柱与墙连接处应砌成马牙槎，并应沿墙高每隔 500mm 设 2ϕ6 拉结钢筋，每边伸入墙内不宜小于 1m。构造柱与圈梁连接处，构造柱的纵筋应穿过圈梁，保证构造柱纵筋上

下贯通。

构造柱可不单独设置基础，但应伸入室外地面下 500mm，或锚入埋深小于 500mm 的基础圈梁内。

房屋高度和层数接近表 7.1 的限值时，纵、横墙内构造柱应按规范要求采取加密加强措施。

砌块房屋中采用钢筋混凝土构造柱替代芯柱时，最小截面尺寸可采用 190mm×190mm，配筋要求相同。7 度时超过五层、8 度时超过四层和 9 度时，构造柱宜加强配筋。构造柱与砌块墙连接处应砌成马牙槎，与构造柱相邻的砌块孔洞，6 度时宜填实，7 度时应填实，8 度时应填实并插筋；沿墙高每隔 600mm 应设拉结钢筋网片，每边伸入墙内不宜小于 1m。构造柱与圈梁连接处及在基础处的构造处理与一般多层砖房钢筋混凝土构造柱相同。

(2) 钢筋混凝土芯柱的设置要求。

混凝土小型空心砌块房屋，应按表 7.14 的要求设置钢筋混凝土芯柱，对医院、教学楼等横墙较少的房屋，应根据房屋增加一层后的层数，按表 7.14 的要求设置芯柱。

表 7.14　混凝土小型空心砌块房屋芯柱设置要求

房屋层数			设置部位	设置数量
6 度	7 度	8 度		
四、五	三、四	二、三	外墙转角，楼梯间四角，大房间内外墙交接处，隔 15m 或单元横墙与外纵墙交接处	外墙转角，灌实 3 个孔；内外墙交接处，灌实 4 个孔
六	五	四	外墙转角，楼梯间四角，大房间内外墙交接处，山墙与内纵墙交接处，隔开间横墙(轴线)与外纵墙交接处	同　上
七	六	五	外墙转角，楼梯间四角，各内墙(轴线)与外纵墙交接处；8、9 度时，内纵墙与横墙(轴线)交接处和洞口两侧	外墙转角，灌实 5 个孔；内外墙交接处，灌实 4 个孔；内墙交接处，灌实 4～5 个孔；洞口两侧各灌实 1 个孔
	七	六	同上，横墙内芯柱间距不宜大于 2m	外墙转角，灌实 7 个孔；内外墙交接处，灌实 5 个孔；内墙交接处，灌实 4～5 个孔；洞口两侧各灌实 1 个孔

注：外墙转角，内外墙交接处，楼、电梯间四角等部位，应允许采用钢筋混凝土构造柱代替部分芯柱。

混凝土小型空心砌块房屋芯柱截面不宜小于 120mm×120mm。芯柱混凝土强度等级不应低于 C20。芯柱的竖向插筋应贯通墙身且与圈梁连接，插筋不应小于 1ϕ12，7 度时超过五层、8 度时超过四层和 9 度时，插筋不应小于 1ϕ14。

芯柱应伸入室外地面下 500mm 或锚入埋深小于 500mm 的基础圈梁内。

为提高墙体抗震承载力而设置的芯柱，宜在墙体内均匀布置，最大净距不宜大于 2.0m。

2. 合理布置圈梁

圈梁在砌体结构中的作用是多方面的。作为一项抗震构造措施，圈梁可加强墙体间的连接以及墙体与楼盖间的连接，与构造柱一起，增强了房屋的整体性和空间刚度；圈梁作为楼(屋)盖的边缘构件，将装配式楼(屋)盖箍住，从而提高了楼(屋)盖的整体性和水平刚度；此外还可以约束墙体，限制裂缝的展开，提高墙体的稳定性，减轻地基不均匀沉降的不利影响。震害调查表明，凡合理设置圈梁的房屋，其震害都较轻；否则，震害要重得多。

(1) 多层砖房的现浇钢筋混凝土圈梁设置要求。

采用装配式钢筋混凝土楼、屋盖或木楼、屋盖的多层普通砖、多孔砖房，横墙承重时应按表 7.15 的要求设置圈梁；纵墙承重时每层均应设置圈梁，且抗震横墙上的圈梁间距应比表内要求适当加密。现浇或装配整体式钢筋混凝土楼、屋盖与墙体有可靠连接的房屋可不另设圈梁，但楼板沿墙体周边应加强配筋并应与相应的构造柱钢筋可靠连接。

表 7.15 砖房现浇钢筋混凝土圈梁设置要求

墙类	烈度		
	6 度、7 度	8 度	9 度
外墙和内纵墙	屋盖处及每层楼盖处	屋盖处及每层楼盖处	屋盖处及每层楼盖处
内横墙	同上，屋盖处间距不应大于 7m，楼盖处间距不应大于 15m，构造柱对应部位	同上，屋盖处沿所有横墙，且间距不应大于 7m，楼盖处间距不应大于 7m，构造柱对应部位	同上，各层所有横墙

现浇钢筋混凝土圈梁应闭合，遇有洞口，圈梁应上下搭接。圈梁宜与预制板设在同一标高处或紧靠板底。圈梁在表 7.15 中要求的间距内无横墙时，应利用梁或板缝中配筋替代圈梁。

圈梁的截面高度不应小于 120mm，配筋应符合表 7.16 的要求。基础圈梁的截面高度不应小于 180mm，配筋不应少于 4ϕ12。

表 7.16 圈梁配筋要求

配筋	6 度、7 度	8 度	9 度
最小纵筋	4ϕ10	4ϕ12	4ϕ14
最大箍筋间距/mm	250	200	150

蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖砌体房屋圈梁的设置，当 6 度八层、7 度七层和 8 度六层时，应在所有楼(屋)盖处的纵横墙上设置混凝土圈梁，圈梁的截面尺寸不小于 240mm×

180mm，圈梁主筋不应少于 4φ12，箍筋 φ6@200。其他情况下圈梁的设置和构造要求应符合多层普通砖、多孔砖房屋的有关规定。

(2) 砌块房屋的现浇钢筋混凝土圈梁设置要求。

砌块房屋现浇钢筋混凝土圈梁应按表 7.17 的要求设置，圈梁宽度不应小于 190mm，配筋不应少于 4φ12，箍筋间距不应大于 200mm。

表 7.17 现浇钢筋混凝土圈梁设置要求

墙体类别	设防烈度	
	6 度、7 度	8 度、9 度
外墙及内纵墙	屋盖处及每层楼盖处	屋盖处及每层楼盖处
内横墙	同上，屋盖处沿所有横墙，楼盖处间距不应大于 7m，构造柱对应部位	同上，各层所有横墙

3. 加强楼梯间的抗震构造措施

楼梯间是砌体结构中受到的地震作用较大且抗震较为薄弱的部位，所以，楼梯间的震害往往比较严重。在抗震设计时，楼梯间不宜布置在房屋端部的第一开间及转角处，不宜开设过大的窗洞。同时，还要符合以下要求：

8 度和 9 度时，顶层楼梯间横墙和外墙宜沿墙高每隔 500mm 设 2φ6 通长钢筋，9 度时其他各层楼梯间可在休息平台或楼层半高处设置 60mm 厚的配筋砂浆带，砂浆强度等级不宜低于 M7.5，钢筋不宜少于 2φ10。

8 度和 9 度时，楼梯间及门厅内墙阳角处的大梁支承长度不应小于 500mm，并应与圈梁连接。

装配式楼梯段应与平台板的梁可靠连接，不应采用墙中悬挑式踏步或踏步竖肋插入墙体的楼梯，不应采用无筋砖砌栏板。

突出屋顶的楼、电梯间，构造柱应伸到顶部，并与顶部圈梁连接，内外墙交接处应沿墙高每隔 500mm 设 2φ6 拉结钢筋，且每边伸入墙内不应小于 1m。

4. 加强结构各部位的连接

砌体结构墙体之间、墙体与楼盖之间以及结构其他部位之间连接不牢是造成震害的重要原因。为此，规范规定了除设置构造柱和圈梁之外的其他相应的抗震加强构造措施。

(1) 加强楼屋盖构件与墙体之间的连接及楼屋盖的整体性。

现浇钢筋混凝土楼板或屋面板伸进纵、横墙内的长度，均不应小于 120mm。

装配式钢筋混凝土楼板或屋面板，当圈梁未设在板的同一标高时，板端伸进外墙的长度不应小于120mm，伸进内墙的长度不应小于100mm，在梁上不应小于80mm。当板的跨度大于4.8m并与外墙平行时，靠外墙的预制板侧边应与墙或圈梁拉结。

房间端部大房间的楼盖，8度时房屋的屋盖和9度时房屋的楼、屋盖，当圈梁设在板底时，钢筋混凝土预制板应相互拉结，并与梁、墙或圈梁拉结。

楼、屋盖的钢筋混凝土梁或屋架应与墙、柱（包括构造柱）或圈梁可靠连接，梁与砖柱的连接不应削弱柱截面，各层独立砖柱顶部应在两个方向均有可靠连接。

（2）墙体间的连接及其他部位的连接。

7度时长度大于7.2m的大房间，及8度、9度时，外墙转角及内外墙交接处，如未设构造柱，应沿墙高每隔500mm配置2ϕ6拉结钢筋，并每边伸入墙内不宜小于1m。

后砌的非承重隔墙应沿墙高每隔500mm配置2ϕ6拉结钢筋与承重墙或柱拉结，每边伸入墙内不少于500mm。8度和9度时，长度大于5m的后砌隔墙墙顶应与楼板或梁拉结。

砌块房屋墙体交接处或芯柱与墙体连接处应设置拉结钢筋网片，网片可采用ϕ4钢筋点焊而成，沿墙高每隔600mm设置，每边伸入墙内不宜小于1m。

预制阳台应与圈梁和楼板的现浇板带可靠连接。

门窗洞口处不应采用无筋砖过梁，过梁支承长度：6～8度不小于240mm，9度时不小于360mm。

7.5 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋抗震设计要点

配筋混凝土小型空心砌块抗震墙是砌体结构中抗震性能较好的一种新型结构体系。这种结构的基本构造形式是，在混凝土小型空心砌块墙体的孔洞中配置竖向钢筋，并灌实混凝土，形成芯柱，在水平灰缝或在凸槽砌块中配置水平钢筋，以此形成承受竖向和水平作用的配筋混凝土小型空心砌块抗震墙。国外的研究、工程实践和震害表明，这种结构形式强度高、延性好，其受力性能和现浇钢筋混凝土抗震墙结构很相似，而且具有施工方便、造价较低的特点，在欧美等发达国家已得到较广泛的应用。美国的抗震规范把配筋混凝土砌块剪力墙结构和配筋混凝土剪力墙结构划分为同样的适用范围。

我国自20世纪80年代以来，对配筋混凝土小型空心砌块抗震墙结构开展了一系列的试验研究，并积极进行试点建筑，工程实践表明，对中高层房屋，这种结构形式具有足够的强度和规范需要的变形能力，而且更能体现配筋砌块砌体结构施工和经济方面的优势。在此基础上，并借鉴国外标准，我国抗震设计规范和砌体结构设计规范对配筋混凝土小型空心砌块抗震墙的抗震设计作出了相应的规定。本节简述其要点。

7.5.1 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋抗震设计的一般规定

1. 房屋高度和高宽比限值

配筋混凝土小型空心砌块抗震墙结构房屋的最大高度和最大高宽比，分别不宜超过表 7.18 和表 7.19 的规定。

表 7.18 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋适用的最大高度(m)

最小墙厚	6 度	7 度	8 度
190mm	54	45	30

注：超过表内高度的房屋，应根据专门的研究，采取有效的加强措施。

表 7.19 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋的最大高宽比

设防烈度	6 度	7 度	8 度
最大高宽比	5	4	3

2. 抗震等级的划分

配筋混凝土小型空心砌块抗震墙结构抗震等级的划分，是基于不同烈度和不同房屋高度对结构抗震性能的不同要求，包括考虑了结构构件的延性和耗能能力。抗震等级由一级到四级，依次表示在抗震要求上很严格、严格、较严格和一般。丙类建筑的抗震等级划分标准见表 7.20。

表 7.20 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙结构抗震等级的划分

结构类型	设防烈度					
	6 度		7 度		8 度	
高度/m	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24
抗震等级	四	三	三	二	二	一

注：1) 对四级抗震等级，除有特殊规定外，均按非抗震设计采用。

2) 当结构为底部大空间时，其抗震等级宜按表中规定提高一级。

3. 结构布置

配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋的结构布置应符合抗震设计规范的有关规定，避免不规则建筑结构方案，并应符合下列要求：

(1) 平面形状宜简单、规则，凹凸不宜过大；竖向布置宜规则、均匀，避免过大的外挑和内收。

(2) 楼、屋盖宜采用现浇钢筋混凝土结构；抗震等级为四级时，也可采用装配整体式钢筋混凝土楼盖，不宜采用木楼屋盖。

(3) 纵横方向的抗震墙宜拉通对齐，每个墙段不宜太长，较长的墙可用楼板或弱连梁分为若干个独立的墙段，每个独立墙段的总高度与墙段长度之比不宜小于 2。门洞口宜上下对齐、成列布置。

(4) 抗震横墙的最大间距在 6 度、7 度、8 度时，分别为 15m、15m 和 11m。

(5) 夹心墙的自承重叶墙的横向支承间距限值：8 度、9 度时不宜大于 3m；7 度时不宜大于 6m；6 度时不宜大于 9m。

4. 防震缝的设置

房屋宜选用规则、合理的建筑结构方案，不设防震缝。当必须设置防震缝时，其最小宽度应符合下列要求：

当房屋高度不超过 20m 时，可采用 70mm；当超过 20m 时，6 度、7 度、8 度相应每增加 6m、5m、4m，宜加宽 20mm。

5. 层间弹性位移角限值

配筋混凝土小型空心砌块抗震墙结构应进行多遇地震作用下的抗震变形验算，其楼层内最大的层间弹性位移角不宜超过 1/1000。

6. 受力钢筋的锚固和接头

考虑地震作用组合的配筋混凝土小型空心砌块抗震墙结构构件，其配置的受力钢筋的锚固和接头，应符合下列要求：

(1) 竖向钢筋或纵向钢筋的最小锚固长度 l_{aE}，应按式(5.1)采用，即

一、二级抗震等级：

$$l_{aE} = \eta l_a \tag{5.1}$$

这里，对式中钢筋基本锚固长度 L_a 的要求是：对 HRB335 级钢筋不宜小于 30d；对 HRB400 和 RRB400 级钢筋不宜小于 35d；在任何情况下不应小于 300mm。

(2) 钢筋搭接接头，对一、二级抗震等级不小于 $1.2l_a+5d$；对三、四级不小于 $1.2l_a$。

(3) 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋的基础与抗震墙结合处的受力钢筋，当房屋高度超过 50m 或一级抗震等级时宜采用机械连接或焊接，其他情况可采用搭接。当采用搭接时，一、二级抗震等级时搭接长度不宜小于 $50d$，三、四级抗震等级时不宜小于 $40d$ (d 为受力钢筋直径)。

7.5.2 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙抗震计算

1. 地震作用计算和地震剪力分配

配筋混凝土小型空心砌块抗震墙结构应按抗震设计规范的规定进行地震作用计算。一般可只考虑水平地震作用的影响。对于平立面布置规则的房屋，可采用底部剪力法或振型分解反应谱法。

由于此种结构的楼屋盖一般采用现浇钢筋混凝土结构，即使在抗震等级低时(如四级时)至少也要采用装配整体式钢筋混凝土楼屋盖，属于刚性楼屋盖，因此，对于楼层水平地震剪力，应按各墙体的刚度比例在墙体间进行分配。

2. 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙抗震承载力验算

(1) 墙体抗震承载力验算。

1) 正截面抗震承载力验算。

考虑地震作用组合的配筋混凝土小型空心砌块抗震墙墙体可能是偏心受压构件或偏心受拉构件，其正截面承载力可采用配筋砌块砌体非抗震设计计算公式，但在公式右端应除以承载力抗震调整系数 $\gamma_{RE}=0.85$。

2) 斜截面抗震承载力验算。

配筋混凝土小型空心砌块抗震墙抗剪承载力应按下列规定验算：

① 剪力设计值的调整。

为提高配筋混凝土小型空心砌块抗震墙的整体抗震能力，防止抗震墙底部在弯曲破坏前发生剪切破坏，保证强剪弱弯的要求，在进行斜截面抗剪承载力验算且抗震等级一、二、三级时应对墙体底部加强区范围内剪力设计值 V 进行调整(底部加强区的范围见7.5.3节)，按下式取值：

$$V=\eta_{vw}V_w \tag{7.17}$$

式中 V_w——考虑地震作用组合的抗震墙计算截面的剪力设计值；

η_{vw}——剪力增大系数，一级抗震等级取1.6，二级取1.4，三级取1.2，四级取1.0。

② 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙的截面尺寸应符合如下要求：

当剪跨比大于2时，

$$V\leqslant\frac{1}{\gamma_{RE}}0.2f_gbh \tag{7.18}$$

当剪跨比小于或等于2时，

$$V\leqslant\frac{1}{\gamma_{RE}}0.15f_gbh \tag{7.19}$$

式中 f_g——灌孔砌体的抗压强度设计值；

b、h——抗震墙截面的宽度、高度。

③ 偏心受压配筋混凝土小型空心砌块抗震墙的斜截面受剪承载力按下列公式计算：

$$V \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\frac{1}{\lambda-0.5}\left(0.48 f_{vg} b h_0 + 0.1N\frac{A_w}{A}\right) + 0.72 f_{yh}\frac{A_{sh}}{s}h_0\right] \tag{7.20}$$

式中 λ——计算截面的剪跨比，$\lambda=\dfrac{M}{Vh_0}$。当 $\lambda\leqslant 1.5$ 时，取 $\lambda=1.5$；当 $\lambda\geqslant 2.2$ 时，取 $\lambda=2.2$。M 为考虑地震作用组合的抗震墙计算截面的弯矩设计值；V 为考虑地震作用组合的抗震墙计算截面的剪力设计值。

N——考虑地震作用组合的抗震墙计算截面的轴向力设计值，当 $N>0.2 f_g b h_0$ 时，取 $N=0.2 f_g b h_0$。

f_{vg}——灌孔砌体的抗剪强度设计值，$f_{vg}=0.2 f_g^{0.55}$。

A——抗震墙的截面面积，其中翼缘的有效面积，按砌体结构设计规范的规定计算。

A_w——T 形或工字形截面抗震墙腹板的截面面积，对于矩形截面，取 $A_w=A$。

A_{sh}——配置在同一截面内的水平分布钢筋的全部截面面积。

f_{yh}——水平钢筋的抗拉强度设计值。

s——水平分布钢筋的竖向间距。

γ_{RE}——承载力抗震调整系数。

④ 偏心受拉配筋混凝土小型空心砌块抗震墙的斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

$$V \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\frac{1}{\lambda-0.5}\left(0.48 f_{vg} b h_0 - 0.17N\frac{A_w}{A}\right) + 0.72 f_{yh}\frac{A_{sh}}{s}h_0\right] \tag{7.21}$$

注意：当 $0.48 f_{vg} b h_0 - 0.17N\dfrac{A_w}{A}<0$ 时，取 $0.48 f_{vg} b h_0 - 0.17N\dfrac{A_w}{A}=0$。

(2) 连梁抗震承载力验算。

1) 正截面抗震承载力验算。

配筋混凝土小型空心砌块抗震墙连梁的正截面受弯承载力可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》受弯构件的有关规定计算；当采用配筋砌块砌体连梁时，应采用相应的计算参数和指标。连梁的正截面承载力应除以相应的承载力抗震调整系数。

2) 斜截面抗震承载力验算。

配筋混凝土小型空心砌块抗震墙连梁抗剪承载力应按下列规定验算：

① 连梁剪力设计值的调整。

在进行斜截面抗剪承载力验算且抗震等级一、二、三级时，配筋混凝土小型空心砌块

抗震墙连梁的剪力设计值应按下列公式调整(四级时可不调整)：

$$V_b = \eta_v \frac{M_b^l + M_b^r}{l_n} + V_{Gb} \tag{7.22}$$

式中 V_b——连梁的剪力设计值；

η_v——剪力增大系数，一级时取 1.3，二级时取 1.2，三级时取 1.1；

M_b^l、M_b^r——分别为梁左、右端考虑地震作用组合的弯矩设计值；

V_{Gb}——在重力荷载代表值作用下，按简支梁计算的截面剪力设计值；

l_n——连梁净跨。

② 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙连梁的截面尺寸应符合如下要求：

当跨高比大于 2.5 时，

$$V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} 0.2 f_g b h_0 \tag{7.23}$$

当跨高比小于或等于 2.5 时，

$$V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} 0.15 f_g b h_0 \tag{7.24}$$

③ 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙连梁的斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

当跨高比大于 2.5 时，

$$V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.64 f_{vg} b h_0 + 0.8 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right) \tag{7.25}$$

当跨高比小于或等于 2.5 时，

$$V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.56 f_{vg} b h_0 + 0.7 f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 \right) \tag{7.26}$$

式中 A_{sv}——配置在同一截面内的箍筋各肢的全部截面面积；

f_{yv}——箍筋的抗拉强度设计值。

7.5.3 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋抗震构造措施

1. 墙体厚度

配筋混凝土小型空心砌块抗震墙的厚度，一级抗震等级时，不应小于层高的 1/20，二、三、四级时，不应小于层高的 1/25，且不应小于 190mm。

2. 墙体钢筋的构造要求

(1) 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙的水平和竖向分布钢筋应符合表 7.21 和表 7.22 的要求。墙底部加强区为高度不小于房屋高度的 1/6 且不小于两层的底部墙体范围。

表 7.21　抗震墙水平分布钢筋的配筋构造

抗震等级	最小配筋率/%		最大间距 /mm	最小直径 /mm
	一般部位	加强部位		
一 级	0.13	0.13	400	8
二 级	0.11	0.13	600	8
三 级	0.10	0.11	600	6
四 级	0.07	0.10	600	6

表 7.22　抗震墙竖向分布钢筋的配筋构造

抗震等级	最小配筋率/%		最大间距 /mm	最小直径 /mm
	一般部位	加强部位		
一 级	0.13	0.13	400	12
二 级	0.11	0.13	600	12
三 级	0.10	0.11	600	12
四 级	0.07	0.10	600	12

(2) 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙的水平分布钢筋(网片)应沿墙长连续设置,除满足一般锚固搭接要求外,尚应符合下列规定:

1) 水平分布钢筋可绕主筋弯 180°弯钩,弯钩端部直线长度不宜小于 $12d$,该钢筋亦可垂直弯入端部灌孔混凝土中锚固,其弯折段长度,对一、二级抗震等级不应小于 250mm,对三、四级抗震等级不应小于 200mm。

2) 当采用焊接网片作为抗震墙水平钢筋时,应在钢筋网片的弯折端部加焊两根直径与抗剪钢筋相同的横向钢筋,弯入灌孔混凝土的长度不应小于 150mm。

3. 墙体边缘构件的设置

配筋混凝土小型空心砌块抗震墙按下列情况设置边缘构件:

(1) 当利用抗震墙端的砌体时,应符合下列规定:

在距墙端至少 3 倍墙厚范围内的孔中设置不小于 ϕ12 的通长竖向钢筋;当墙端部的设计压应力大于 $0.8f_g$ 时,还应设置间距不大于 200mm、直径不小于 6mm 的水平钢筋(钢箍),该水平钢筋宜设置在灌孔混凝土中。

(2) 当在抗震墙墙端设置混凝土柱时,应符合下列规定:

柱的截面宽度宜等于墙厚,柱的截面长度宜为 1～2 倍的墙厚,并不应小于 200mm。柱的混凝土强度等级不宜小于该墙体块体强度等级的 2 倍,或该墙体灌孔混凝土强度等级,也不应低于 C20。柱的竖向钢筋不宜小于 4ϕ12,箍筋宜为 ϕ6@200。墙体中的水平钢筋应在柱中锚固,并应满足钢筋的锚固要求。柱的施工顺序宜为先砌砌块墙体,后浇捣混凝

土。

(3) 当配筋混凝土小型空心砌块抗震墙的压应力大于 $0.5f_g$ 时，边缘构件构造配筋尚应符合表 7.23 的要求。

表 7.23 抗震墙边缘构件构造配筋

抗震等级	底部加强区	其他部位	箍筋或拉结筋直径和间距
一 级	3φ20(4φ16)	3φ18(4φ16)	φ8@200
二 级	3φ18(4φ16)	3φ16(4φ14)	φ8@200
三 级	3φ14(4φ12)	3φ14(4φ12)	φ8@200
四 级	3φ12(4φ12)	3φ12(4φ12)	φ6@200

注：括号中数字为混凝土柱时的配筋。

4. 墙肢构造要求

抗震墙的墙肢应满足下列要求：

(1) 抗震墙小墙肢的截面高度不宜小于 3 倍墙厚，也不应小于 600mm，小墙肢的配筋应符合表 7.23 的要求。一级时，小墙肢的轴压比不宜大于 0.5，二、三级时不宜大于 0.6。

(2) 单肢抗震墙和由弱连梁连接的抗震墙，宜满足在重力荷载作用下，墙体平均轴压比 N/f_gA_w 不大于 0.5 的要求。

5. 连梁构造要求

配筋混凝土小型空心砌块抗震墙当采用混凝土连梁时，应符合混凝土强度的有关规定以及《混凝土结构设计规范》中有关地震区连梁的构造要求；当采用配筋砌块砌体连梁时，除应符合配筋砌块砌体连梁的一般规定外，尚应符合下列要求：

(1) 连梁上下水平钢筋锚入墙体内的长度，一、二级抗震等级不应小于 $1.1l_a$，三、四级抗震等级不应小于 l_a，且不应小于 600mm。

(2) 连梁的箍筋应沿梁长布置，并应符合表 7.24 的要求。

表 7.24 连梁箍筋的构造要求

抗震等级	箍筋加密区			箍筋非加密区	
	长度	间距/mm	直径/mm	间距/mm	直径/mm
一 级	$2h$	100	10	200	10
二 级	$1.5h$	200	8	200	8
三 级	$1.5h$	200	8	200	8
四 级	$1.5h$	200	8	200	8

注：h 为连梁截面高度，加密区长度不小于 600mm。

（3）在顶层连梁伸入墙体的钢筋长度范围内，应设置间距不大于 200mm 的构造箍筋，箍筋直径应与连梁的箍筋直径相同。

（4）跨高比小于 2.5 的连梁，在自梁底以上 200mm 和梁顶以上 200mm 范围内，每隔 200mm 增设水平分布钢筋，当一级抗震时，不小于 2ϕ12，二、三、四级抗震时为 2ϕ10，水平分布钢筋伸入墙内的长度不小于 30d 和 300mm。

（5）连梁不宜开洞，当需要开洞时，应在跨中梁高 1/3 处预埋外径不大于 200mm 的钢套管，洞口上下的有效高度不应小于 1/3 梁高，且不应小于 200mm，洞口处应配补强钢筋并在洞周边浇注灌孔混凝土，被洞口削弱的截面应进行受剪承载力验算。

6. 配筋砌块砌体柱的构造要求

配筋砌块砌体柱的构造除应符合一般规定外，尚应符合下列要求：

（1）纵向钢筋直径不应小于 12mm，全部纵向钢筋的配筋率不应小于 0.4%。

（2）箍筋直径不应小于 6mm，且不应小于纵向钢筋直径的 1/4；箍筋的间距，应符合下列要求：地震作用产生轴向力的柱，箍筋间距不宜大于 200mm；地震作用不产生轴向力的柱，在柱顶和柱底的 1/6 柱高、柱截面长边尺寸和 450mm 三者较大值范围内，箍筋间距不宜大于 200mm；其他部位不宜大于 16 倍纵向钢筋直径、48 倍箍筋直径和柱截面短边尺寸三者较小值。

（3）箍筋或拉结钢筋端部的弯钩不应小于 135°。

7. 钢筋混凝土圈梁的设置

配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋的楼、屋盖处，均应按下列规定设置钢筋混凝土圈梁：

（1）圈梁混凝土强度等级不宜小于砌块强度等级的 2 倍，或该层灌孔混凝土的强度等级，但不应低于 C20。

（2）圈梁的宽度宜为墙厚，高度不宜小于 200mm；纵向钢筋直径不应小于墙中水平分布钢筋的直径，且不宜小于 4ϕ12；箍筋直径不应小于 ϕ6，间距不大于 200mm。

本章学习提要

本章主要讲述砌体结构抗震设计的理论与方法。在学习本章时，应重点掌握多层砌体结构的抗震性能和抗震设计方法。通过本章的学习，应达到如下要求：

1. 了解砌体结构房屋震害现象并理解其原因。
2. 深刻理解提高砌体房屋抗震性能的总体性要求与规定。
3. 掌握多层砌体结构房屋抗震设计计算与验算的方法步骤。
4. 掌握和深刻理解多层砌体结构房屋的主要抗震构造措施。

5. 了解配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋的抗震性能和抗震设计要点。

习题及思考题

7.1 多层砌体结构房屋的震害现象有哪些规律？有哪些抗震薄弱环节？

7.2 抗震设计对于砌体结构的结构方案与布置有哪些主要要求？为什么要这样要求？

7.3 砌体结构房屋的抗震设计有哪些方面应通过计算或验算解决？哪些方面应采取构造措施？它们之间是什么关系？

7.4 简述多层砌体结构房屋抗震设计计算的步骤。

7.5 多层砌体结构房屋的计算简图如何选取？地震作用如何确定？

7.6 楼层水平地震剪力的分配主要与哪些因素有关？水平地震剪力怎样分配到各片墙和墙肢上？

7.7 在进行墙体抗震验算时，怎样选择和判断最不利墙段？

7.8 多层砌体结构房屋的抗震构造措施包括哪些方面？

7.9 圈梁和构造柱、芯柱对砌体结构的抗震作用是什么？有哪些相应的规定？

7.10 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋与传统的多层砌体结构相比，在抗震性能和设计要求、设计方法等方面有哪些不同？与钢筋混凝土多、高层结构相比有哪些不同？

7.11 将 7.3.5 节计算实例做如下改动：①轴线 A 与 B、B 与 C、C 与 D 的间距分别改为 6000mm、2100mm、6000mm，且各层在第 6 轴（以及另一侧的第 11 轴）的轴线 A 与 B、B 与 C 之间均增设一道横墙；②各层重力荷载代表值改为：$G_1=12\ 000\text{kN}$，$G_2=G_3=G_4=9000\text{kN}$，$G_5=7000\text{kN}$；③计算重力荷载代表值时，屋面均布荷载改为 4.0kN/m^2，楼面均布荷载改为 5.0kN/m^2（大梁自重已折算为均布荷载）；④抗震设防烈度为 8 度（设计基本地震加速度为 $0.20g$），设计地震分组为第一组，Ⅱ类场地。试进行横向和纵向抗震承载力验算。

第八章　单层厂房抗震设计

单层厂房在工业建筑中应用广泛，其最常见的结构形式是排架结构。按排架柱的材料，单层厂房可分为钢筋混凝土柱厂房、钢结构厂房、砖柱厂房等。其中，单层钢筋混凝土柱厂房最为普遍，本章将重点介绍这种厂房的抗震设计，对钢结构厂房的抗震设计做简要介绍。

单层厂房结构由屋盖系统、排(刚)架系统和围护结构等组成。由于工业生产的需要，厂房结构与民用建筑结构有许多不同点，比如大空间、动荷载、组合结构、构造复杂等。从承重和传递外力的角度看，厂房沿横向和纵向具有不同的构成形式：沿横向，排架柱、屋架(或屋面梁)和基础构成单跨或多跨的横向排(刚)架结构体系，是厂房的基本承重结构；而沿纵向，排架柱和基础、吊车梁、连系梁、柱间支撑构成纵向排架结构体系。由于构造不同，厂房结构在纵、横两个方向有不同的受力特点和性能。屋盖结构可以是由屋架(或屋面梁)和大型屋面板构成的无檩体系，或是由屋架(或屋面梁)、檩条和小型屋面板构成的有檩体系，并设有不同类型的支撑体系，有时还有天窗架等，重量大，而整体性较差。厂房的高度、跨度往往较大，根据厂房用途的需要，跨数可以是单跨或多跨，还可能采用高低跨，变化较多。采用桥式吊车的厂房一般要使用带有牛腿的变截面柱。此外，围护墙可以采用不同的材料和做法，与排架柱可以有不同的相对位置和连接方法。如此种种，使单层厂房在地震时的结构反应复杂多变，其抗震设计也有着不同于其他结构的特点和要求。

8.1　震害分析

单层厂房的震害与多方面因素有关，不同材料和结构形式的单层厂房在抗震性能方面有很大差别。总的来说，单层钢结构厂房抗震性能良好，单层钢筋混凝土柱厂房一般也较好，而单层砖柱厂房则较差。鉴于单层钢筋混凝土柱厂房应用广泛，且震害经验教训丰富，在此作为本节内容的重点。

已有的震害调查表明，未经过抗震设计的单层钢筋混凝土柱厂房在地震烈度为7度时，除围护墙体和突出屋面的天窗架可能局部开裂外，其他部位基本完好；8度时，围护墙体严重破坏、局部倒塌，主体结构发生排架柱开裂等不同程度的破坏，支撑系统出现杆件压曲或节点拉脱；9度或更强烈的地震发生时，围护结构大量倒塌，突出屋面的天窗架倾倒、屋面塌落，主体结构严重破坏甚至倒塌。另外，将厂房平面两个方向的震害进行比较，一般纵向的震害比横向严重，这主要是由于沿厂房纵向构件连接构造薄弱、支撑系统不完备及局部承载力不足等原因造成的。下面按部位进行单层钢筋混凝土柱厂房震害分析。

8.1.1 屋盖体系震害

单层钢筋混凝土柱厂房屋盖分为无檩体系和有檩体系。相比之下，无檩体系屋盖的破坏较为严重。

1. 大型屋面板错动或坠落

无檩体系大型屋面板在地震时(主要在纵向地震作用下)错动，在7度时就有发生，8度时较普遍。更严重的情况还会发生屋面板坠落，从而导致砸坏设备或由于使屋架上弦失去平面外支承而倾斜或倒塌。究其原因，主要是由于屋面板与屋架(或天窗架)焊接不牢(没有保证三点焊接或焊缝长度不足)或屋面板预埋件锚固强度不足；屋盖支撑体系布置薄弱时就更严重一些。

2. 突出屋顶的天窗的破坏

局部突出屋顶的天窗由于“鞭端效应”使地震反应增大，是抗震不利的部位。在地震作用下，Π形天窗架立柱容易较早开裂破坏；如果天窗架垂直支撑布置不合理、数量不足，会发生天窗架支撑杆件的压屈失稳；还会发生天窗架与支撑之间的连接失效(如焊缝拉断、预埋件拔出等)。严重时，这些破坏可以导致天窗架在平面外倾斜、立柱折断和天窗倒塌。

相比之下，下沉式(井式)天窗架震害很少。

3. 屋架破坏

屋架的一般震害表现为：屋架端部的上弦杆或端头竖杆折断；屋架端部支承大型屋面板的支墩被切断或预埋件松动。这是因为在非抗震设计计算中，屋架端部的上弦杆及端头竖杆计算的内力很小，截面尺寸及配筋较弱，而在地震时这些杆件要承受由屋面板传来的



图8.1 整榀屋架倒塌

相当大的纵向水平地震作用。高烈度时屋架的严重破坏是整榀屋架倒塌。这种破坏可能是屋盖支撑系统不合理、不完整造成的，也可能是屋架与柱头连接失效或者柱头本身发生破坏造成的(图 8.1)。

4. 有檩体系屋盖的破坏

有檩体系屋盖的破坏比无檩体系轻，主要是由于小型屋面板与檩条之间连接不好而导致的屋面板的移位、下滑和塌落。

8.1.2 钢筋混凝土排架柱系统震害

排架柱是单层钢筋混凝土柱厂房的主要抗侧力构件。在非抗震设计中已考虑了风荷载和吊车荷载的水平作用，因此，具有较强的抗侧力能力。在地震烈度为 7 ～9 度时，未发现因排架柱折断、倾倒而使厂房倒塌的情况。排架柱的主要震害现象有：

1. 上柱柱头及其与屋架的连接破坏

厂房屋盖的竖向荷载以及地震时屋盖的水平地震作用通过屋架(屋面梁)与柱头间的连接节点传递到排架柱。当此处连接焊缝或者预埋件锚固筋的锚固强度不足时，会产生焊缝切断或锚固筋被拔出；如果柱头本身承载力不足，其混凝土在剪压复合作用下会出现斜裂缝，甚至压酥剥落。柱头部位的这些破坏可以导致屋架坠落。

2. 上柱根部和吊车梁顶面处的破坏

上柱截面较弱，屋盖及吊车的横向水平地震作用使上柱根部和吊车梁顶面处的弯矩和剪力较大，且这些部位应力集中，因而易产生斜裂缝与水平裂缝，甚至折断(图 8.2)。

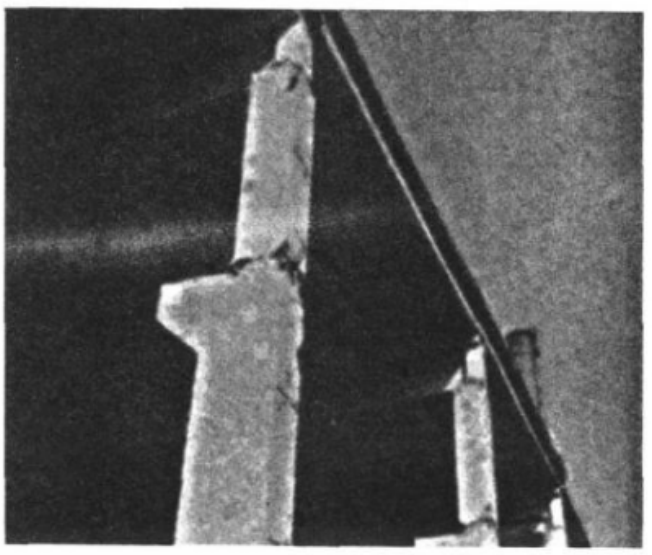


图 8.2 上柱根部破坏

3. 下柱的破坏

下柱最常见的破坏发生在靠近地面处。厂房刚性地面对下柱有嵌固作用，而在下柱靠近地面处弯矩很大，因而出现水平裂缝，严重时可使混凝土剥落，纵筋压曲。在9度以上高烈度区也曾发生过柱根折断使厂房倒塌的例子。此外，开孔的薄壁工型柱、平腹杆双肢柱在抗剪承载力不足时分别出现工型柱腹板的交叉斜裂缝和双肢柱的水平裂缝。

4. 高低跨厂房中柱拉裂

高低跨厂房的中柱常用柱肩（或牛腿）支承低跨屋架。地震时由于高振型影响，两层屋盖产生相反方向运动时使柱肩（或牛腿）受到较大的水平拉力，可导致该处拉裂。

5. 柱间支撑的破坏

柱间支撑是厂房纵向的主要抗侧力构件。非抗震设计时，支撑一般按构造设置，在数量、刚度、承载力及节点连接构造方面按抗震要求都显得薄弱，在8度及8度以上地震时发生支撑杆件压屈或支撑与柱的连接节点拉脱。

8.1.3 围护结构震害

作为围护结构的纵墙和山墙（主要指砌体围护墙）是单层厂房在地震时破坏较早和较多的部位，随地震烈度的不同，出现开裂、外闪、局部倒塌和大面积倒塌。造成围护墙破坏的原因是墙体本身的抗震承载能力和变形能力差、墙体较大且与主体结构缺乏可靠的拉结等。震害表明，砌体围护墙，尤其是山墙，凡与柱缺乏可靠拉结的，或山墙抗风柱不到顶的，在6度时就可能发生破坏。女儿墙、高悬墙由于鞭端效应的影响破坏严重。变形缝两侧的墙体如果缝宽过小，地震时还会造成墙体互相碰撞而损坏。

8.1.4 其他震害

（1）由于厂房平面布置不利或因内部设备、平台支架的影响，使厂房沿纵向或横向的刚度中心与质量中心偏离较多而产生扭转，导致角柱震害加重。

（2）与厂房贴建的砌体结构披屋，由于与厂房的侧移刚度相差大，地震时变形不协调，产生相应的一些震害。

单层钢结构厂房一般具有良好的抗震性能，在7～9度下未发现主体结构有明显损伤，主要震害有：支撑系统的杆件压屈和连接破坏、钢柱柱脚支座的连接破坏、围护墙开裂等。

单层砖柱厂房抗震性能远不如单层钢筋混凝土柱厂房和单层钢结构厂房。砖柱抗弯承载力低，是最薄弱的部位，也是厂房倒塌的主要原因；山墙和承重纵墙主要发生平面外弯曲破坏、倾倒；山墙与檩条、屋架与砖柱之间由于连接脆弱，发生水平错位；还有屋架杆

件破坏、屋面瓦(板)掉落等其他一些震害现象。

8.2 单层厂房抗震设计的一般规定

在单层厂房的抗震设计中,首先要着眼于提高厂房的整体抗震能力,充分重视厂房的结构布置与选型,使其在总体上合理,满足抗震设防的基本要求。这是单层厂房具有良好抗震性能、减轻震害的先决条件。本节以单层钢筋混凝土柱厂房为重点介绍单层厂房抗震设计的总体性要求,然后对单层钢结构厂房和单层砖柱厂房的要求做简要的概括。

8.2.1 厂房结构的总体布置

厂房结构的总体布置包括厂房的体型、平面布置、竖向布置、结构体系与承重方式、变形缝的设置等方面的内容。其一般要求是:应尽量使厂房体型简单、规则、均匀、对称,使刚度与质量中心尽可能重合,各部分结构变形协调,避免局部刚度突变和应力集中,并使地震作用时传力途径明确简捷。

1. 厂房平面和竖向布置

(1) 厂房平面尽可能选用矩形体型,多跨厂房宜等高和等长。等高不等长的厂房有扭转效应,不等高厂房有高振型反应和扭转效应,这些现象都对厂房抗震不利。

(2) 厂房的贴建房屋和构筑物不宜在厂房的角部和紧靠防震缝处布置。

(3) 厂房有工作平台时,宜与厂房主体结构脱开,以避免由于两者连接造成主体结构性能改变、应力集中、形成短柱等不利于抗震的情况。

(4) 上吊车的铁梯不应靠近防震缝设置;多跨厂房各跨上吊车的铁梯不宜设在同一横向轴线附近,因为在此处停放吊车会使该处排架侧移刚度增大,导致震害破坏。

2. 防震缝的设置

当厂房不规则时,可用防震缝将其分为规则的结构单元,并同伸缩缝、沉降缝协同布置。有如下规定:

(1) 厂房体型复杂或有贴建房屋和构筑物时,宜设防震缝。

(2) 两个主厂房之间的过渡跨至少应有一侧用防震缝与主结构分开,以防止由于两个主厂房振动不协调使过渡跨破坏或倒塌。

(3) 防震缝的宽度要足够。在厂房纵横交接处、大柱网厂房或不设柱间支撑的厂房,缝宽可采用 100～150mm,其他情况可采用 50～90mm。

3. 简明的承重体系

厂房的同一结构单元内不应采用不同的结构型式;厂房端部应设置屋架,不应采用山

墙承重；厂房单元内不应采用横墙和排架混合承重。避免由于振动特性、材料强度和侧移刚度等方面的不均衡造成结构破坏。

4. 各柱列侧移刚度均匀分布

厂房各柱列的侧移刚度宜均匀。纵向各柱列刚度严重不均匀的厂房使纵向地震作用分配不均匀、变形不协调，震害加剧。因此，宜避免两侧边柱列为嵌砌墙、中间柱列设柱间支撑，一侧为外贴墙或嵌砌墙、另一侧为开敞，一侧为外贴墙、另一侧为嵌砌墙等不利布置。

8.2.2 屋盖结构布置

对屋盖体系总的要求是减轻重量，降低重心，设置合理有效的支撑体系，保证屋盖的整体性和刚度。

1. 天窗的布置

突出屋面的Ⅱ形天窗架在地震时反应较大，是震害较多较重的部位（尤其沿纵向），而且天窗的存在会削弱厂房屋盖的整体性。厂房天窗应尽量做到重量轻、重心低，并要注意减小对屋盖的不利影响。有以下要求：

（1）宜采用突出屋面较小的避风型天窗，有条件时或9度时宜设不突出屋面的下沉式天窗。

（2）突出屋面的天窗宜采用钢天窗架，6～8度时可采用矩形截面杆件的钢筋混凝土天窗架。天窗屋盖、端壁板和侧板宜采用轻型板材。

（3）8度、9度时，天窗宜从厂房单元端部第三柱间开始设置，以减小其削弱屋盖纵向水平刚度这种不利影响，且使屋盖端开间的每块屋面板与屋架均能可靠焊接。

2. 屋盖承重体系和屋架的选择

厂房屋盖体系应当尽可能选用轻型屋盖，以减小地震作用。其设置应注意以下几个方面：

（1）轻型大型屋面板无檩屋盖、钢筋混凝土有檩屋盖以及下沉式屋架的屋盖，经地震考验，抗震性能较好，有条件时宜采用。

（2）厂房宜采用钢屋架或重心较低的预应力混凝土或钢筋混凝土屋架；跨度不大于15 m时可采用钢筋混凝土屋面梁；跨度大于24m，或8度Ⅲ、Ⅳ类场地和9度时，应优先采用钢屋架；有突出屋面天窗架的屋盖不宜采用预应力混凝土或钢筋混凝土空腹屋架；不宜采用拼块式预应力混凝土或钢筋混凝土屋架（屋面梁），以避免其因整体性差而造成整榀屋架破坏。

（3）柱距为12m时，可采用预应力混凝土托架；当采用钢屋架时亦可采用钢托架。

3. 屋盖支撑系统

完整的屋盖支撑系统是保证屋盖整体刚度的重要条件。按照屋盖的结构形式，合理设置屋架支撑、天窗架支撑，对于增强屋盖整体性、发挥厂房空间工作作用，是特别重要的。

无檩屋盖和有檩屋盖的屋盖支撑布置应分别符合表 8.1 至表 8.3 的要求。对于无檩体系，8 度和 9 度、跨度不大于 15m 的屋面梁屋盖，可仅在厂房单元两端各设竖向支撑一道。

表 8.1　无檩屋盖的支撑布置

支撑名称			烈度		
			6 度、7 度	8 度	9 度
屋架支撑	上弦横向支撑		屋架跨度小于 18m 时同非抗震设计，跨度不小于 18m 时在厂房单元端开间各设一道	厂房单元端开间及柱间支撑开间各设一道，天窗开洞范围的两端各增设局部支撑一道	
	上弦通长水平系杆		同非抗震设计	沿屋架跨度不大于 15m 设一道，但装配整体式屋面可不设； 围护墙在屋架上弦高度有现浇圈梁时，其端部处可不另设	沿屋架跨度不大于 12m 设一道，但装配整体式屋面可不设； 围护墙在屋架上弦高度有现浇圈梁时，其端部处可不另设
	下弦横向支撑			同非抗震设计	同上弦横向支撑
	跨中竖向支撑				
	两端竖向支撑	屋架端部高度≤900mm		厂房单元端开间各设一道	厂房单元端开间及每隔 48m 各设一道
		屋架端部高度＞900mm	厂房单元端开间各设一道	厂房单元端开间及柱间支撑开间各设一道	厂房单元端开间、柱间支撑开间及每隔 30m 各设一道
天窗架支撑	天窗两侧竖向支撑		厂房单元端开间及每隔 30m 各设一道	厂房单元端开间及每隔 24m 各设一道	厂房单元端开间及每隔 18m 各设一道
	上弦横向支撑		同非抗震设计	天窗跨度≥9m 时，厂房单元天窗端开间及柱间支撑开间各设一道	厂房单元端开间及柱间支撑开间各设一道

表 8.2　中间井式天窗无檩屋盖的支撑布置

支撑名称		烈度		
		6度、7度	8度	9度
上弦横向支撑、下弦横向支撑		厂房单元端开间各设一道	厂房单元端开间及柱间支撑开间各设一道	
上弦通长水平系杆		天窗范围内屋架跨中上弦节点处设置		
下弦通长水平系杆		天窗两侧及天窗范围内屋架下弦节点处设置		
跨中竖向支撑		有上弦横向支撑开间设置，位置与下弦通长系杆相对应		
两端竖向支撑	屋架端部高度≤900mm	同非抗震设计		有上弦横向支撑开间，且间距不大于48m
	屋架端部高度>900mm	厂房单元端开间各设一道	有上弦横向支撑开间，且间距不大于48m	有上弦横向支撑开间，且间距不大于30m

表 8.3　有檩屋盖的支撑布置

支撑名称		烈度		
		6度、7度	8度	9度
屋架支撑	上弦横向支撑	厂房单元端开间各设一道	厂房单元端开间及厂房单元长度大于66m的柱间支撑开间各设一道； 天窗开洞范围的两端各增设局部支撑一道。	厂房单元端开间及厂房单元长度大于42m的柱间支撑开间各设一道； 天窗开洞范围的两端各增设局部上弦横向支撑一道
	下弦横向支撑	同非抗震设计		
	跨中竖向支撑			
	端部竖向支撑	屋架端部高度大于900mm时，厂房单元端开间及柱间支撑开间各设一道		
天窗架支撑	上弦横向支撑	厂房单元天窗端开间各设一道	厂房单元天窗端开间及每隔30m各设一道	厂房单元天窗端开间及每隔18m各设一道
	两侧竖向支撑	厂房单元天窗端开间及每隔36m各设一道		

8.2.3　排架柱和柱间支撑

1. 排架柱的选型

排架柱分为单肢柱和双肢柱两大类，有不同的截面形式，其抗震性能各不相同。其中，矩形和普通工字形截面单肢柱的抗震性能较好，但自重较大。因此要根据具体情况合理选用。

(1) 8度、9度时，宜采用矩形、工字形截面柱或斜腹杆双肢柱，不宜采用薄壁工字形柱、腹板开孔或预制腹板工字形柱、管柱及平腹杆双肢柱等这些抗震性能较差的截面类

型。

(2) 柱底至室内地坪以上 500mm 范围内和阶形柱的上柱，宜采用矩形截面。

2. 柱间支撑的设置

柱间支撑承受厂房纵向地震作用并传至基础。一般在厂房单元中部同一节间设上柱支撑和下柱支撑各一道；有吊车或 8 度、9 度时，在厂房单元两端节间各设一道上柱支撑；厂房单元较长或 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时，可在厂房单元中部 1/3 区段设置两道柱间支撑。8 度时跨度不小于 18m 的多跨厂房中柱和 9 度时多跨厂房各柱，柱顶宜设通长水平压杆(可与梯形屋架支座处通长水平系杆合并设置)。要使柱间支撑将地震作用直接传给基础，尽量使支撑受力作用线与柱轴线交于基础底面。

8.2.4 围护结构与隔墙

围护结构与隔墙属于单层厂房中的非结构构件，其布置首先要考虑不能对主体结构产生不利影响(如：嵌砌式墙可能使纵向各柱列刚度相差悬殊，或形成短柱，或产生整体扭转等)，还要考虑其自身应减轻震害。根据震害经验，并结合目前我国工程现状，对围护墙体及隔墙有以下要求。

(1) 围护墙宜采用(外侧柱距为 12m 时应采用)轻质墙板或与柱柔性连接的钢筋混凝土大型墙板这些抗震性能较好的方案；不等高厂房的高跨封墙和纵横向厂房交接处的悬墙，宜采用(8 度、9 度时应采用)轻质墙板。

(2) 砌体围护墙宜采用外贴式，不宜采用嵌砌式，但与柱要有可靠拉结；山墙处抗风柱要到顶，山墙与抗风柱及屋盖构件更应加强连接。

(3) 隔墙宜与柱脱开或柔性连接，其顶部应设现浇钢筋混凝土压顶梁以增加其稳定性。

单层砖柱厂房抗震设计的一般规定主要有：单层砖柱厂房适用范围限定为单跨或等高多跨且无桥式吊车的车间、仓库等中小型厂房，6～8 度时跨度不大于 15m 且柱顶标高不大于 6.6m，9 度时跨度不大于 12m 且柱顶标高不大于 4.5m。由于采用轻型屋盖震害较轻，规定 6～8 度时宜采用、9 度时应采用轻型屋盖(即：木屋盖和轻钢屋架、压型钢板、瓦楞铁、石棉瓦屋面的屋盖)。单层砖柱厂房结构平、立面布置宜符合 8.2.1 节的有关规定，但其中防震缝的要求有所不同：采用轻型屋盖时可不设缝，采用钢筋混凝土屋盖时缝宽可取 50～70mm，防震缝处要设双柱或双墙。厂房两端应设承重山墙，天窗不应通到厂房单元端开间，且不应用端砖壁承重。为使柱能达到不同烈度时的抗震要求，8 度、9 度时应采用组合砖柱，且中柱在 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时宜采用钢筋混凝土柱，6 度、7 度时可采用十字形截面的无筋砖柱。为增强纵向抗震能力，在纵向柱列柱间可砌筑与柱等高且整体连接的砖墙并设置砖墙基础，以代替柱间支撑。无此砖墙时，要在砖柱顶部设压杆。

单层钢结构厂房(不含轻型钢结构厂房)抗震设计结构布置的总原则与钢筋混凝土柱厂房相同。厂房的横向抗侧力体系可采用屋盖横梁与柱顶刚接或铰接的框架、门式刚架、

悬壁柱或其他结构体系，纵向可采用柱间支撑，条件受限制时也可采用刚架结构。构件在可能产生塑性铰的最大应力区内，应避免焊接接头，对于厚度大、无法采用螺栓连接者，可采用对焊焊缝等强度连接。屋盖横梁与柱顶铰接时，宜采用螺栓连接，刚接框架的屋架上弦与柱相连的连接板，不应出现塑性变形。当横梁为实腹梁时，梁与柱连接及梁与梁拼接的受弯、受剪极限承载力应能分别承受梁全截面屈服时受弯、受剪承载力的 1.2 倍。柱间支撑杆件应采用整根材料，超过材料长度最大规格时可采用对焊焊缝等强度连接；柱间支撑与构件的连接，不应小于支撑杆件塑性承载力的 1.2 倍。

8.3 钢筋混凝土柱厂房抗震设计

8.3.1 计算模型的选择与抗震计算的主要内容

由前两节介绍的单层钢筋混凝土柱厂房的构造可知，单层厂房是一个空间结构，在地震、吊车动力荷载作用下的振动是空间形式的振动，因而动力作用的分布也是空间的。结构计算应当使用三维空间结构计算模型，或至少能反映空间工作特点的模型。考虑到这种结构体系的震害调查结果、多年的工程实践经验以及结构计算和设计的工作量，我国《建筑抗震设计规范》根据下列三种不同情况予以区别对待：

1. 用空间结构模型进行抗震计算

建立厂房的空间结构模型通常要借助于大型结构有限元分析软件，其几何模型一般需要使用梁柱杆元、桁架杆元、墙(壳)元等组建三维结构模型，有时，还要借助体元、接触单元、约束单元、刚体单元等模拟各种构件之间的连接；其物理模型需要定义多种材料或构件的力学性能，如混凝土、钢材、砌体等。进行有限元非线性动力分析时还需定义材料或单元的非线性性能、关键单元的滞回模型。建立空间结构计算模型的方法原理与第四章介绍的有限元模型基本相同，但这里不能使用楼盖平面内绝对刚性的假定，结构所受的荷载计算也略有不同。对于重要的、构造复杂的厂房可以考虑使用这种计算模型。

然而，用上述方法所建立的空间结构计算模型自由度数目多、计算工作量大，内力统计与结构设计需要处理的数据量大。根据以往单层厂房计算的经验，考虑单层厂房的工作特点引入相应的基本假定，可建立考虑屋盖剪切变形的空间协同分析模型(图 8.3)。所谓协同工作，是指各种抗侧力构件在侧向荷载作用下在计算自由度上达到位移协调一致。如能考虑砌体开裂引起的墙体构件的刚度退化，则可计算由此产生的内力重分配。建立这种模型所需引入的基本假定可以归类如下：

(1) 以平面结构(排架、柱列、支撑、山墙、纵墙)为基本单元，只考虑平面内的刚度，忽略平面外的刚度和构件对自身形心轴的抗扭刚度。

(2) 考虑屋盖平面内的剪切变形，忽略其弯曲变形。根据工程实测结果，常用无檩屋盖体系的剪切刚度可取为 2×10^4kN/m，有檩屋盖体系可取为 0.6×10^4kN/m。

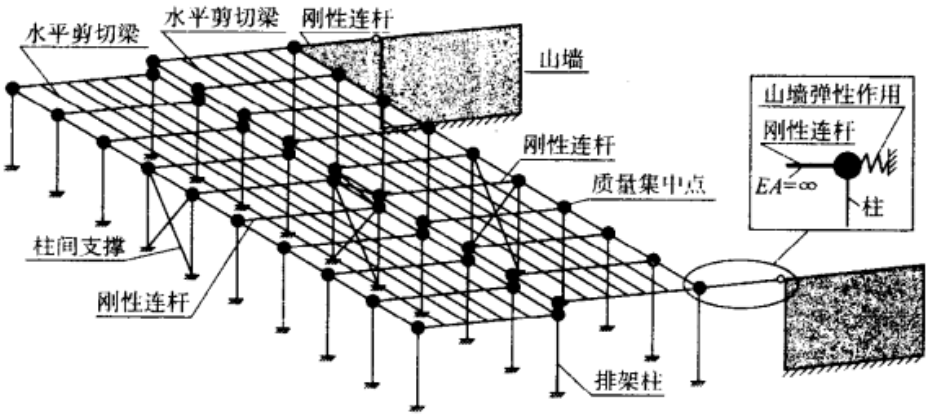


图 8.3　考虑屋盖平面内变形的空间协同工作计算模型(横向)

(3) 对结构平面非对称分布的厂房,考虑山墙、柱列、支撑、纵墙、排架等各平面结构对厂房结构平面质心的抗扭刚度。

(4) 考虑砌体墙开裂引起的刚度退化。

在一般情况下,厂房结构的计算应计及屋盖的横向变形和围护墙与隔墙的有效刚度,计及扭转造成的影响,这时往往采用这种多质点空间协同工作结构计算模型。目前工程界所用的单层厂房专用计算软件多数基于这种模型。

关于空间协同工作结构计算模型的建立方法及主要思路可参考 8.3.3 节:纵向抗震计算。

2. 用简化计算模型进行抗震计算

大量工程与研究实践证明,对于构造相对简单、布局规则的单层厂房结构,可以采用简化计算模型进行抗震计算。这种简化计算模型的思路是:以空间地震作用分析为基础,考虑厂房结构布局的特点,对于具备一定构造条件的厂房可按结构刚度主轴方向(横向或纵向)分别建立简化的平面结构计算模型,计算地震作用,再结合空间工作的特点对计算结果做必要的调整。

有关横向、纵向抗震计算选择简化平面计算模型的条件和要求详见 8.3.2 节和 8.3.3 节。

按简化计算模型进行单层厂房抗震计算的主要内容和一般步骤为:

(1) 选取恰当的结构计算简图,利用等效方法计算各质点的地震作用。

(2) 计算结构自振周期。

(3) 按照规范建议的方法计算结构地震作用。

(4) 计算地震作用效应。

(5) 基于简化模型与空间模型的差异,用规范规定的方法对地震作用效应做适当调整。

(6) 将地震作用效应与其他种类的荷载效应进行组合,确定最不利效应组合。

(7) 用最不利效应组合进行构件截面设计或截面承载力验算。

(8) 对于8度Ⅲ、Ⅳ类场地和9度时的高大单层钢筋混凝土柱厂房横向排架，应进行罕遇地震作用下结构薄弱层弹塑性变形验算。

3. 不需要进行抗震计算的情况

对7度Ⅰ、Ⅱ类场地，柱高不超过10m且结构单元两端均有山墙的单跨及等高多跨厂房(锯齿形厂房除外)，根据震害调查和工程实例分析，其地震作用效应往往不起主要控制作用，为减小计算工作量、简化设计程序，仅需采取《建筑抗震设计规范》规定的抗震构造措施，可不进行地震作用计算以及截面抗震验算。

8.3.2 横向抗震计算

1. 计算方法的选择

根据规范的要求，厂房的横向抗震计算，可采用下列方法：

(1) 钢筋混凝土无檩及有檩屋盖厂房，一般情况下，宜计及屋盖的横向弹性变形，按多质点空间结构计算，此时可以采用空间协同工作分析模型。

(2) 当满足下列条件时，可按平面排架计算，但应考虑空间工作、扭转及吊车桥架的影响，对所得结果进行必要的调整：

1) 7度和8度柱顶高度不大于15m的厂房。

2) 厂房单元屋盖长度[1]与总跨度[2]之比小于8或厂房总跨度大于12m。

3) 山墙的厚度不小于240mm，开洞所占水平截面积不超过总面积50%，并与屋盖系统有良好的连接。

对于9度区的单层钢筋混凝土柱厂房，由于砌体墙开裂，空间作用明显减弱，可以不进行调整。

(3) 对于轻型屋盖厂房(屋面为压型钢板、瓦楞铁、石棉瓦等有檩屋盖)，由于缺少完整支撑系统，当柱距相等时，可按平面排架计算。

2. 结构计算简图

(1) 计算结构自振周期的简图。

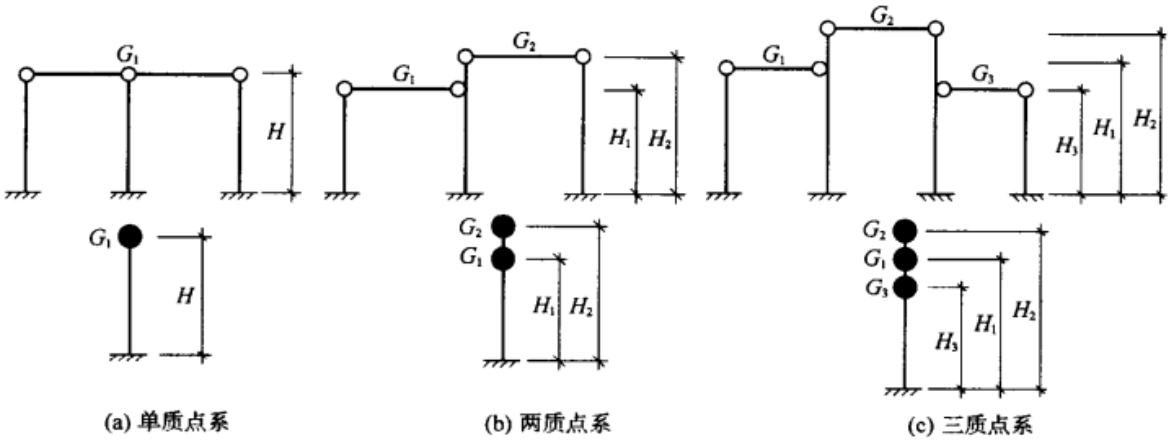
平面排架在计算结构自振周期时假定屋架水平刚度无穷大，屋架与柱顶铰接[3]，柱子与基础固定连接。计算简图中各柱子刚度一般按变截面柱计算(有关钢筋混凝土变截面柱的刚度、柔度计算详见一般混凝土结构教材)。不考虑填充墙围护结构对柱子刚度的影响[3]。

1) 屋盖长度指山墙到山墙的间距，仅一端有山墙时，应取所考虑的排架至山墙的距离。

2) 高低跨相差较大的不等高厂房，总跨度可不包括低跨。

3) 最后通过调整自振周期的方法对上述假定做一定程度的修正。

自振周期的计算应考虑结构质量分布对基本周期的影响。对单跨单层(或多跨等高)厂房,可使用折算质量法(按周期相等的原则将多质点体系折算为单质点体系)近似计算体系的基本周期[图 8.4(a)];对于多跨(不等高)单层厂房,先将各跨构件质量用折算质量法集中在各跨柱顶,再使用能量法(Rayleigh 法)计算多质点体系的基本周期[图 8.4(b、c)]。应注意的是,图 8.4(c)中,当 $H_1=H_3$ 时,仍按三质点系计算。



(a) 单质点系　　(b) 两质点系　　(c) 三质点系

图 8.4　厂房排架结构自振周期计算简图

有关折算质量法和能量法的原理详见一般结构力学教材,此不赘述。

图 8.4 所示的计算简图中 G_i 称为质点 i 的重力荷载代表值,它包括计算单元内屋盖结构或构件的自重标准值和可变荷载组合值,以及计算单元内柱子、吊车梁、围护墙等构件的等效重力荷载值。等效重力荷载等于构件自重标准值乘以其动力等效系数。各种构件动力等效系数见表 8.4。

表 8.4　集中质量动力等效系数表

折算集中到柱顶的各部分结构重量	动力等效系数
位于柱顶以上的结构(屋盖、檐墙等)	1.0
柱及与柱等高的纵墙墙体	0.25
单跨与等高多跨厂房的吊车梁以及不等高厂房边柱吊车梁	0.5
不等高厂房高低跨交接处的中柱:	
1) 中柱的下柱,集中到低跨柱顶	0.25
2) 中柱的上柱,分别集中到高跨与低跨柱顶	0.5
不等高厂房高低跨交接处中柱的吊车梁:	
1) 靠近低跨房屋,集中低跨柱顶	1.0
2) 位于高跨及低跨柱顶之间,分别集中到高跨和低跨柱顶	0.5
不等高厂房高低跨交接处位于高跨和低跨之间的封墙,分别集中到高跨和低跨柱顶	0.5

具体计算时,还要考虑地震与其他荷载的组合。下面列出各质点 i 的重力荷载代表值

的计算公式：

对于单跨与等高多跨厂房[图 8.4(a)]，有

$$G_1 = 1.0G_{\text{屋盖}} + 0.5G_{\text{雪}} + 0.5G_{\text{积灰}} + 0.25G_{\text{柱}} + 0.25G_{\text{纵墙}} + 0.5G_{\text{吊车梁}} + 1.0G_{\text{檐墙}} \tag{8.1}$$

对于两跨不等高厂房[图 8.4(b)]，有

$$\begin{aligned} G_1 = {} & 1.0G_{\text{低跨屋盖}} + 0.5G_{\text{低跨雪}} + 0.5G_{\text{低跨积灰}} + 0.25G_{\text{低跨边柱}} + 0.25G_{\text{低跨外纵墙}} \\ & + 0.5G_{\text{低跨吊车梁}} + 1.0G_{\text{低跨檐墙}} + 0.25G_{\text{中柱下柱}} + 0.5G_{\text{中柱上柱}} + 0.5G_{\text{高跨封墙}} \\ & + 1.0G_{\text{中柱高跨吊车梁}}(\text{或 } 0.5G_{\text{中柱高跨吊车梁}}) \end{aligned} \tag{8.2}$$

$$\begin{aligned} G_2 = {} & 1.0G_{\text{高跨屋盖}} + 0.5G_{\text{高跨雪}} + 0.5G_{\text{高跨积灰}} + 0.25G_{\text{高跨边柱}} + 0.25G_{\text{高跨外纵墙}} \\ & + 0.5G_{\text{高跨边柱吊车梁}} + 1.0G_{\text{高跨檐墙}} + 0.5G_{\text{中柱上柱}} + 0.5G_{\text{高跨封墙}} \\ & + 1.0G_{\text{高跨封墙檐墙}} + 0(\text{或 } 0.5G_{\text{中柱高跨吊车梁}}) \end{aligned} \tag{8.3}$$

在计算简图中，一般忽略吊车桥架及吊物重量对自振周期的影响。因为吊车桥架增加了排架的横向刚度，桥架本身和所吊重物也增加了排架的质量，两者的综合影响结果是使有吊车桥架的单元的自振周期等于或略小于无吊车桥架的单元自振周期。但当一个跨度内有两台以上 50t 的吊车时，需要考虑这种影响。方法是将全部吊车桥架重力荷载标准值及吊重组合值平均分配给每榀排架，再等效集中于柱顶质点，其等效系数采用 0.5。

若厂房屋盖有突出屋面的天窗，可将天窗屋盖的质量近似集中到厂房屋盖质点即可。

(2) 计算结构地震作用的计算简图。

计算地震作用的计算简图与计算自振周期的计算简图(图 8.4)有所不同。前者是根据地震作用下柱底截面弯矩等效的原则决定质量集中方法。同时，还要考虑吊车及吊物重量对排架柱子产生的最不利内力。

计算地震作用时集中于屋盖 i 处的重力荷载代表值按式(8.4)～(8.6)确定，吊车桥架及吊物重量不包括在下列质点重力代表值中，另将其处理。

对于单跨与多跨等高厂房[图 8.4(a)]，有

$$G_1 = 1.0G_{\text{屋盖}} + 0.5G_{\text{雪}} + 0.5G_{\text{积灰}} + 0.5G_{\text{柱}} + 0.5G_{\text{纵墙}} + 0.75G_{\text{吊车梁}} + 1.0G_{\text{檐墙}} \tag{8.4}$$

对于两跨不等高厂房[图 8.4(b)]，有

$$\begin{aligned} G_1 = {} & 1.0G_{\text{低跨屋盖}} + 0.5G_{\text{低跨雪}} + 0.5G_{\text{低跨积灰}} + 0.5G_{\text{低跨边柱}} + 0.5G_{\text{低跨外纵墙}} \\ & + 0.75G_{\text{低跨吊车梁}} + 1.0G_{\text{低跨檐墙}} + 0.5G_{\text{中柱下柱}} + 0.5G_{\text{中柱上柱}} + 0.5G_{\text{高跨封墙}} \\ & + 1.0G_{\text{中柱高跨吊车梁}} \end{aligned} \tag{8.5}$$

$$\begin{aligned} G_2 = {} & 1.0G_{\text{高跨屋盖}} + 0.5G_{\text{高跨雪}} + 0.5G_{\text{高跨积灰}} + 0.5G_{\text{高跨边柱}} + 0.5G_{\text{高跨外纵墙}} \\ & + 0.75G_{\text{高跨边柱吊车梁}} + 1.0G_{\text{高跨檐墙}} + 0.5G_{\text{中柱上柱}} + 0.5G_{\text{高跨封墙}} \\ & + 1.0G_{\text{高跨封墙檐墙}} \end{aligned} \tag{8.6}$$

当有突出屋面的天窗时，天窗屋盖处也集中为一个质点。

对于设有桥式吊车的厂房，除了上述质量集中之外，还要考虑吊车桥架及吊重组合值

对柱子的最不利影响：将某跨吊车桥架自重标准值及吊重组合值集中于该跨柱子吊车梁的顶面处。吊车台数按下列规定确定：对单跨或多跨高厂房设吊车时，计算简图为两个集中质量，两边各取一半；对两跨不等高厂房且每跨皆有桥式吊车时，计算简图为 4 个集中质量（每台吊车两个集中质量，两边各取一半），计算时每跨取一台最大吊车；对多跨厂房，最多取两台吊车（图 8.5）。软钩吊车不包括吊重，硬钩吊车要考虑吊重的 30%。

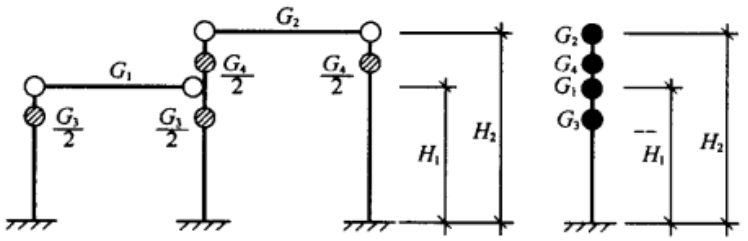


图 8.5　考虑吊车桥架及吊物重量的地震作用计算简图

3. 结构自振周期的计算与调整

（1）单跨与多跨等高厂房的自振周期。

根据计算简图 8.4(a)，单质点体系基本周期 T_1 可按下式计算：

$$T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} = 2\pi\sqrt{\frac{G_1\delta_{11}}{g}} \approx 2\sqrt{G_1\delta_{11}} \tag{8.7}$$

式中　M、G_1——集中于楼盖处的总质量、重力荷载代表值(kN)；

K——单质点体系的抗侧移刚度(kN/m)；

g——重力加速度($g=9.8\ \mathrm{m/s^2}$)；

δ_{11}——作用在集中质点上的单位水平力引起的侧向位移(m/kN)。

（2）两跨、多跨不等高厂房的自振周期。

根据能量法(Rayleigh 法)体系最大动能和最大势能相等的理论，多质点体系基本周期可按下式计算：

$$T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} G_i\Delta_i^2}{g\sum_{i=1}^{n} G_i\Delta_i}} \tag{8.8a}$$

或

$$T_1 = 2\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} G_i\Delta_i^2}{\sum_{i=1}^{n} G_i\Delta_i}} \tag{8.8b}$$

式中　G_i——质点 i 的重力荷载代表值；

Δ_i——将各质点重力代表值水平作用于各质点，求出质点 i 的水平侧移(图 8.6)，可用式(8.9)计算，代入式(8.8a)计算周期时量纲为 m；

n——质点总数。

$$\Delta_i = \sum_{j=1}^{n} G_j \delta_{ji} \tag{8.9}$$

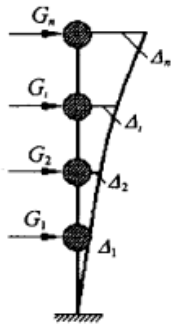


图 8.6 能量法荷载与位移

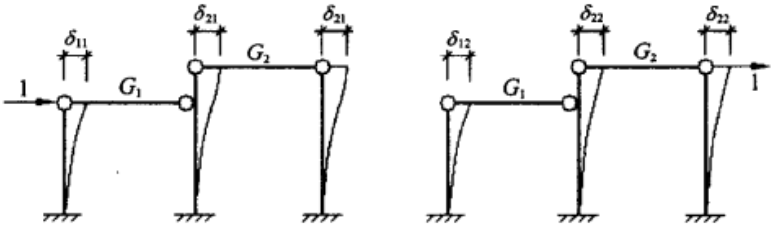


图 8.7 单位力作用下排架的侧移

式中 δ_{ji}——在质点 i 处作用单位力时在质点 j 处产生的侧移(图 8.7)。

(3) 自振周期的调整。

研究表明，根据上述计算简图得到的横向排架自振周期与实际情况有一定差别。这种差别来自于两个方面：计算简图假定屋架与柱子顶端为铰接，实际上屋架与柱的连接有一定的嵌固作用；围护墙对排架侧向变形的约束作用尚未考虑。因此，规范规定对上述方法求出的周期值进行调整：对钢筋混凝土屋架与钢筋混凝土柱厂房，有纵墙时取周期折减系数 $\Psi_T=0.8$，无纵墙时取 $\Psi_T=0.9$。

4. 排架地震作用计算

排架地震作用的计算可以使用底部剪力法、振型分解法。对于单跨或多跨等高厂房，一般使用底部剪力法；对于构造复杂、高低跨相差较大的厂房，高振型的影响会有所增加，可以考虑使用振型分解法计算地震作用。具体计算方法请参见第三章，此不赘述。

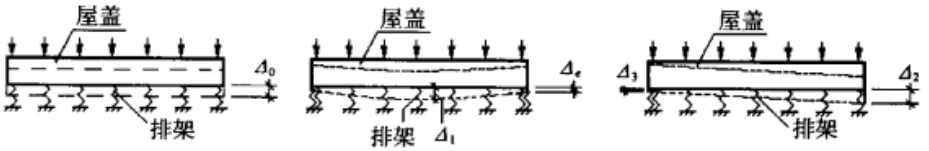
5. 排架地震作用效应的计算与调整

按计算简图(图 8.5)和上述地震作用方法计算出各质点地震作用之后，将各质点处的地震作用看作静荷载作用于质点处，再用结构力学的方法(如剪力分配法)计算排架内力，求出排架各杆件控制截面的地震作用效应。

考虑到厂房排架之间的空间作用、厂房平面不均匀产生的扭转影响、吊车位置对局部排架受力的影响以及突出屋面天窗架对地震作用分布的影响，上述计算结果必须进行调整才能符合实际情况。

(1) 考虑空间作用及扭转影响的调整。

从横向水平地震作用分配的角度，可将屋盖平面结构视为连续深梁，将各侧向排架视为梁的弹性支座(图 8.8)。若假定屋盖在平面内具有无限刚性、各排架侧向刚度相同、厂房两端无山墙(中间也无隔墙)，则支承连续梁(即屋盖)的弹性支承(即排架)在横向水平地震作用下的侧移便是均匀的(Δ_0)，弹性支座所受到的作用力沿厂房纵向的分布也是均匀的。此时可认为各排架均匀受力，互不影响，无空间相互作用发生[图 8.8(a)]。显然，这只是假设的特殊情况。



(a) 两端无山墙　(b) 两端有山墙　(c) 一端有山墙

图 8.8　单层厂房的空间作用和扭转效应

当厂房两端有山墙时，地震作用将由排架柱与山墙共同承担。由于山墙平面内的刚度比排架柱大，屋盖平面内刚度并不是无限刚性，所以屋架会产生弯曲、剪切变形，且山墙处侧移小于其他排架柱顶的侧移，因而排架柱顶所受作用力的分布也是不均匀的，排架和山墙间的受力相互影响，这就出现了所谓空间作用[图 8.8(b)]。这时，中间排架柱顶侧移 Δ_1 最大，山墙顶侧移 Δ_e 最小，且 $\Delta_e \approx 0$。山墙间距愈小，Δ_1/Δ_0 的值愈小，则厂房空间作用愈明显，各排架实际承受的地震作用将比平面排架简化计算结果要小。

如果两端山墙的侧移刚度相差较大，或只有一端有山墙，则除了存在空间作用之外，还会产生扭转效应。其结果是无墙一端的柱顶侧移 $\Delta_2 > \Delta_0$，有墙一端的柱顶侧移 $\Delta_3 < \Delta_0$ [图 8.8(c)]。这时，各排架柱实际承受的地震作用也不同于平面排架简化计算结果。

根据以上分析，规范规定，厂房按平面铰接排架进行横向地震作用计算时，对钢筋混凝土屋盖等高厂房排架柱和不等高厂房排架柱(高低跨交接处的上柱除外)，各截面的地震作用效应(弯矩、剪力)均应考虑空间作用与扭转效应，按表 8.5 中规定的系数进行调整。但在调整时应符合下列要求：

1) 设防烈度为 7 度和 8 度。对于设防烈度大于 8 度的地区，考虑到山墙开裂、破坏可能会较严重，不考虑厂房的空间作用。

2) 单元屋盖长度(山墙或横墙间的距离)L 与总跨度 B 之比小于 8 或者 B 大于 12m。当仅一端有山墙或横墙时，应取 L 为所考虑排架至山墙或横墙的距离；对高低跨相差较大的不等高厂房，总跨度可不包括低跨。这是考虑厂房空间作用时对屋盖刚度的最低要求。

3) 山墙或承重横墙的厚度不小于 240mm，开洞所占的水平截面积不超过总面积的 50%，并与屋盖系统有良好的连接。这是为了保证地震作用能够由屋盖传到山墙或横墙上去，防止山墙破坏。

4）柱顶高度不大于15m。由于在7度、8度地区柱顶高度大于15m的厂房抗震经验不多，且高度较大的山墙稳定性较差，与纵墙联结的可靠性较低，为增加安全性而作此限制。

表8.5中的调整系数是利用空间协同工作计算模型，考虑屋盖平面内剪切刚度、结构扭转及砖墙开裂后刚度下降对排架内力的影响，用振型分解反应谱法计算出地震作用效应，并将其与平面排架计算结果进行比较后得出的。

表8.5　钢筋混凝土柱(高低跨交接处上柱除外)考虑空间工作和扭转影响的效应调整系数

屋盖	山墙		屋盖长度/m											
			≤30	36	42	48	54	60	66	72	78	84	90	96
钢筋混凝土无檩屋盖	两端山墙	等高厂房			0.75	0.75	0.75	0.80	0.80	0.80	0.85	0.85	0.85	0.90
		不等高厂房			0.85	0.85	0.85	0.90	0.90	0.90	0.95	0.95	0.95	1.00
	一端山墙		1.05	1.15	1.20	1.25	1.30	1.30	1.30	1.30	1.35	1.35	1.35	1.35
钢筋混凝土有檩屋盖	两端山墙	等高厂房			0.80	0.85	0.90	0.95	0.95	1.00	1.00	1.05	1.05	1.10
		不等高厂房			0.85	0.90	0.95	1.00	1.00	1.05	1.05	1.10	1.10	1.15
	一端山墙		1.00	1.05	1.10	1.10	1.15	1.15	1.15	1.20	1.20	1.20	1.25	1.25

(2) 不等高厂房地震作用效应的调整。

不等高厂房高低跨交接处钢筋混凝土柱，在支承低跨屋盖牛腿表面以上的各截面，按底部剪力法求得的地震剪力和弯矩应乘以增大系数，其值可按下式计算：

$$\eta = \zeta\left(1 + 1.7\,\frac{n_b}{n_0}\,\frac{G_{EL}}{G_{Eh}}\right) \tag{8.10}$$

式中　η——地震剪力和弯矩的增大系数；

ζ——不等高厂房高低跨交接处的空间工作影响系数，可按表8.6取值；

n_b——高跨的跨数；

n_0——计算跨数，仅一侧有低跨屋时应取总跨数，两侧均有低跨时应取总跨数与高跨跨数之和；

G_{EL}——集中于交接处一侧各低跨屋盖标高处的总重力荷载代表值；

G_{Eh}——集中于高跨柱顶标高处的总重力荷载代表值。

表8.6中的影响系数是综合影响系数。考虑了多种因素的影响。①空间工作因素：通过对11种不同山墙间距、不同屋盖形式进行空间作用分析；②高低跨厂房高振型影响因素：分析时将振型分解法计算结果按高低跨处两侧屋盖的重量比G_{EL}/G_{Eh}、高跨和低跨的跨数进行统计，将高振型的影响用修正底部剪力法结果的方式来考虑。值得注意的是，考虑空间工作后的地震作用效应，当山墙间距过大之后，其值是增大而不是减小。

表 8.6　高低跨交接处钢筋混凝土上柱空间工作影响系数

屋　盖	山　墙	屋盖长度/m										
		≤36	42	48	54	60	66	72	78	84	90	96
钢筋混凝土无檩屋盖	两端山墙		0.70	0.76	0.82	0.88	0.94	1.00	1.06	1.06	1.06	1.06
	一端山墙	1.25										
钢筋混凝土有檩屋盖	两端山墙		0.90	1.00	1.05	1.10	1.10	1.15	1.15	1.15	1.20	1.20
	一端山墙	1.05										

(3) 有吊车厂房地震作用效应的调整。

吊车是大质量移动物体，吊车桥架所在位置的排架受力较大，地震时震动强烈。规范要求对钢筋混凝土柱厂房的吊车梁顶标高处的上柱截面，由吊车桥架引起的地震剪力和弯矩应乘以增大系数。当按底部剪力法等简化计算方法计算时，增大系数可按表 8.7 采用。

表 8.7　吊车桥架引起的地震剪力和弯矩增大系数

屋盖类型	山　墙	边　柱	高低跨柱	其他中柱
钢筋混凝土无檩屋盖	两端山墙	2.0	2.5	3.0
	一端山墙	1.5	2.0	2.5
钢筋混凝土有檩屋盖	两端山墙	1.5	2.0	2.5
	一端山墙	1.5	2.0	2.0

【例题 8.1】 某双跨不等高钢筋混凝土柱厂房(横剖面见图 8.9)，求此不等高排架在多遇烈度下的横向水平地震作用、地震作用效应，并对地震作用效应进行调整。

厂房的基本数据如下：厂房柱距 6m，纵向 12 个开间，总长 72m；在 AB 跨内设有 5t 中级工作制吊车两台，CD 跨内设有 10t 中级工作制吊车两台，吊车梁为先张法预应力混

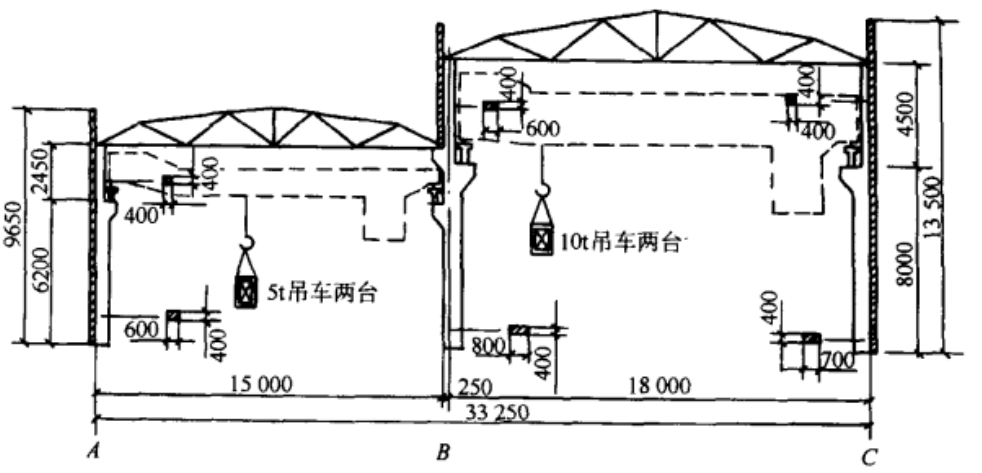


图 8.9　双跨不等高厂房横剖面

凝土构件，型号为 DL-6A 和 DL-6B，截面高度 900mm；屋盖为大型钢筋混凝土屋面板、15m 跨钢筋混凝土折线型屋架 WJ-15 和 18m 跨钢筋混凝土折线型屋架 WJ-18；柱子混凝土强度等级为 C20，截面尺寸如图 8.9 所示；围护墙为 240 砖墙，采用 MU7.5 黏土砖和 M5.0 混合砂浆；柱间支撑采用 A3 型钢；设防烈度 7 度，设计基本加速度为 0.15g，Ⅱ类场地，设计地震分组为第一组，结构阻尼比可取为 0.05。

【解】 1）荷载与材料数据。

① 屋盖。见表 8.8。

表 8.8 一个柱距内屋盖及吊车重力荷载

	AB 跨	*BC* 跨
屋盖重力荷载/kN	15×6×3=270	18×6×3=324
屋架自重/kN	45.65	53.50
雪荷载/kN	15×6×0.3=27.0	18×6×0.3=32.4
积灰荷载/kN	15×6×0.75=67.5	18×6×0.75=81
吊车梁/kN	27.4	28.2
吊车桥架/kN	144	168

② 纵墙。见表 8.9。

表 8.9 纵墙重力荷载统计

		A 柱列	*B* 柱列	*C* 柱列
几何尺寸/m	开洞尺寸	3.3×3.9	3.3×2.1	3.3×3.9
	厚度	0.24	0.24	0.24
	纵墙高度	8.65	3.85	12.5
	檐墙高度	1.0	1.0	1.0
檐墙重力荷载/kN		27.4	27.4	27.4
纵墙重力荷载/kN		178.0	—	283.3
高跨封墙重力荷载/kN		—	73.7	—
总重力荷载/kN		205.4	101.1	310.7

③ 柱子。见表 8.10。

表 8.10 柱子重力荷载统计

		A 柱		*B* 柱		*C* 柱	
		截面	长度	截面	长度	截面	长度
几何尺寸/m	上柱	400×400	2450	400×600	4500	400×400	4500
	下柱	400×600	6200	400×800	8000	400×700	8000
上柱重力荷载/kN		9.8		27		18	
下柱重力荷载/kN		37.2		64		56	
总重力荷载/kN		47.0		91		74	

④ 支撑。重力略。

⑤ 材料性能统计。见表 8.11。

表 8.11　材料性能统计表

	弹性模量/MPa	抗拉强度/MPa	抗压强度/MPa
C20 混凝土	2.55×10^4		10
砖砌体墙	2192(即 1600f)	0.11(抗剪强度)	1.37
柱间支撑	2.06×10^5	215	—

2) 横向基本周期。

① 质点重量的计算。

$$\begin{aligned}G_1=&\ 1.0G_{\text{低跨屋盖}}+0.5G_{\text{低跨雪}}+0.5G_{\text{低跨积灰}}+0.25G_{\text{低跨边柱}}+0.25G_{\text{低跨外纵墙}}\\&+0.5G_{\text{低跨吊车梁}}+1.0G_{\text{低跨檐墙}}+0.25G_{\text{中柱下柱}}+0.5G_{\text{中柱上柱}}+0.5G_{\text{高跨封墙}}\\&+1.0G_{\text{中柱高跨吊车梁}}(\text{或 }0.5G_{\text{中柱高跨吊车梁}})\\=&\ 1.0\times270+0.5\times27+0.5\times67.5+0.25\times47+0.25\times178\\&+0.5\times27.4+1.0\times27.4+0.25\times64+0.5\times27+0.5\times73.7\\&+1.0\times28.2=509.15\ (\text{kN})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}G_2=&\ 1.0G_{\text{高跨屋盖}}+0.5G_{\text{高跨雪}}+0.5G_{\text{高跨积灰}}+0.25G_{\text{高跨边柱}}+0.25G_{\text{高跨外纵墙}}\\&+0.5G_{\text{高跨边柱吊车梁}}+1.0G_{\text{高跨檐墙}}+0.5G_{\text{中柱上柱}}+0.5G_{\text{高跨封墙}}+1.0G_{\text{高跨封墙檐墙}}\\&+0(\text{或 }0.5G_{\text{中柱高跨吊车梁}})\\=&\ 1.0\times324+0.5\times32.4+0.5\times81+0.25\times74+0.25\times283.3\\&+0.5\times28.2+1.0\times27.4+0.5\times27+0.5\times73.7\\&+1.0\times27.4=589.28\ (\text{kN})\end{aligned}$$

② 排架柱柔度计算。

用能量法求体系基本周期。先求出体系在重力荷载作用下的假想水平位移。

a. 单柱柔度计算。

根据有关排架计算手册,可求出各柱柔度为

$$\delta_{11}^a=1.215\times10^{-3}\text{m/kN},\qquad \delta_{11}^b=0.57\times10^{-3}\text{m/kN}$$

$$\delta_{12}^b,=\delta_{21}^b=0.95\times10^{-3}\text{m/kN}$$

$$\delta_{22}^b=1.8\times10^{-3}\text{m/kN},\qquad \delta_{22}^c=2.64\times10^{-3}\text{m/kN}$$

各单柱柔度的物理意义见图 8.10。

b. 排架柔度计算。

按图 8.11 暴露出内力,根据上述各柱柔度系数,建立体系在单位位移下 4 个节点的变形方程(不考虑横梁的轴向变形),求出体系刚度矩阵(详细过程从略):

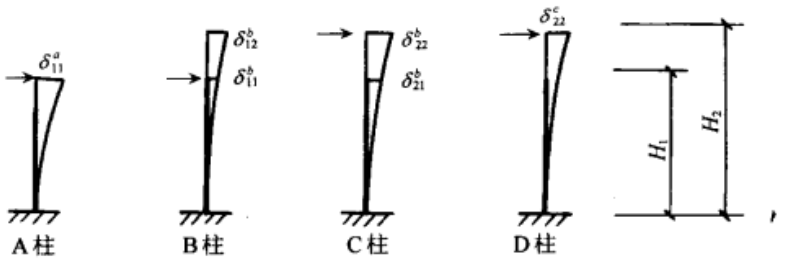


图 8.10　已知柔度系数

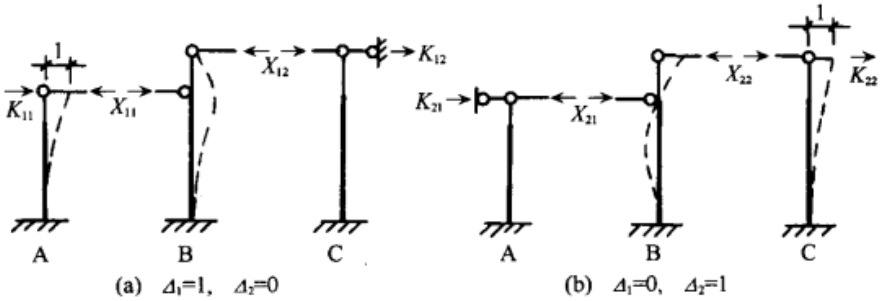


图 8.11　刚度计算过程

$$[K]=\begin{bmatrix}K_{11} & K_{12}\\ K_{21} & K_{22}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}15\,397.9 & -7692.3\\ -7692.3 & 4994.2\end{bmatrix}(\mathrm{kN/m})$$

将刚度矩阵求逆可求出体系柔度矩阵，并据此求出相应的假想位移

$$\begin{pmatrix}\Delta_1\\ \Delta_2\end{pmatrix}=[K]^{-1}\begin{pmatrix}G_1\\ G_2\end{pmatrix}=\begin{bmatrix}0.2817\times10^{-3} & 0.4339\times10^{-3}\\ 0.4339\times10^{-3} & 0.8685\times10^{-3}\end{bmatrix}\begin{pmatrix}509.15\\ 589.28\end{pmatrix}=\begin{pmatrix}0.3991\\ 0.7327\end{pmatrix}\ (\mathrm{m})$$

上述柔度矩阵还可以按图 8.12 所示方法，暴露出未知力，建立单位力下体系 4 个节点的位移方程，利用已知各柱柔度系数和变形协调关系，求出未知力，进而求出体系柔度矩阵，再按下式求出节点变形(详细过程从略)，但结果与上述相同：

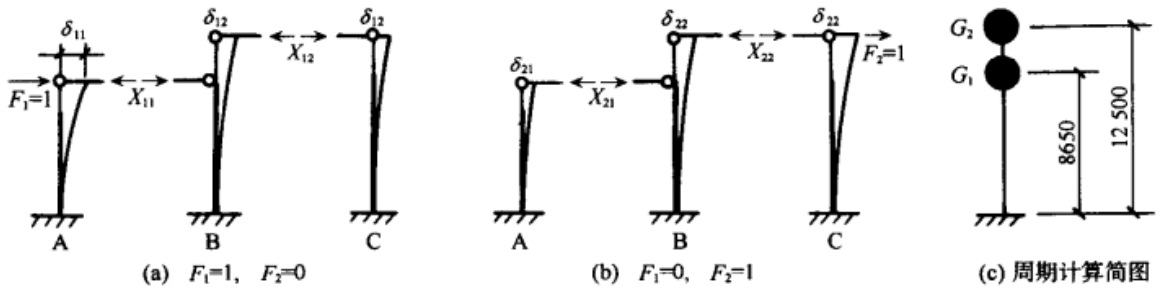


图 8.12　柔度计算过程

$$\begin{pmatrix}\Delta_1\\ \Delta_2\end{pmatrix}=\begin{bmatrix}\delta_{11} & \delta_{12}\\ \delta_{21} & \delta_{22}\end{bmatrix}\begin{pmatrix}G_1\\ G_2\end{pmatrix}$$

③ 基本自振周期。

$$T_1 = 2\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} G_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^{n} G_i \Delta_i}} = 2 \times \sqrt{\frac{509.15 \times 0.3991^2 + 589.28 \times 0.7327^2}{509.15 \times 0.3991 + 589.28 \times 0.7327}} = 1.582(\text{s})$$

考虑纵墙作用对上述计算值修正，取 $\Psi_T = 0.8$，则横向排架自振周期为 $T_1 = 1.266\text{s}$。

3）横向排架地震作用。

① 质点重力代表值。

a. 集中于屋盖处的重力荷载代表值：

$$\begin{aligned} G_1 = {} & 1.0G_{\text{低跨屋盖}} + 0.5G_{\text{低跨雪}} + 0.5G_{\text{低跨积灰}} + 0.5G_{\text{低跨边柱}} + 0.5G_{\text{低跨外纵墙}} + 0.75G_{\text{低跨吊车梁}} \\ & + 1.0G_{\text{低跨檐墙}} + 0.5G_{\text{中柱下柱}} + 0.5G_{\text{中柱上柱}} + 0.5G_{\text{高跨封墙}} + 1.0G_{\text{中柱高跨吊车梁}} \\ = {} & 1.0 \times 270 + 0.5 \times 27 + 0.5 \times 67.5 + 0.5 \times 47 + 0.5 \times 178.0 + 0.75 \times 27.4 \\ & + 1.0 \times 27.4 + 0.5 \times 64 + 0.5 \times 27 + 0.5 \times 73.7 \\ & + 1.0 \times 28.2 = 588.25\ (\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} G_2 = {} & 1.0G_{\text{高跨屋盖}} + 0.5G_{\text{高跨雪}} + 0.5G_{\text{高跨积灰}} + 0.5G_{\text{高跨边柱}} + 0.5G_{\text{高跨外纵墙}} \\ & + 0.75G_{\text{高跨边柱吊车梁}} + 1.0G_{\text{高跨檐墙}} + 0.5G_{\text{中柱上柱}} + 0.5G_{\text{高跨封墙}} + 1.0G_{\text{高跨封墙檐墙}} \\ = {} & 1.0 \times 324 + 0.5 \times 32.4 + 0.5 \times 81 + 0.5 \times 74 + 0.5 \times 283.3 \\ & + 0.75 \times 28.2 + 1.0 \times 27.4 + 0.5 \times 27 + 0.5 \times 73.7 \\ & + 1.0 \times 27.4 = 685.65\ (\text{kN}) \end{aligned}$$

b. 集中于吊车梁顶面的重力荷载代表值。

$$G_3 = 27.4 + 144 = 171.4\ (\text{kN})$$

$$G_4 = 28.2 + 168 = 196.2\ (\text{kN})$$

② 水平地震作用标准值。

下面用底部剪力法计算水平地震作用标准值。

根据《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)，设防烈度 7 度，设计基本加速度为 $0.15g$ 时，$\alpha_{\max} = 0.12$；Ⅱ类场地，设计地震分组为第一组，$T_g = 0.35\text{s}$。地震影响系数为

$$\alpha_1 = \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^{0.9} \alpha_{\max} = \left(\frac{0.35}{1.266}\right)^{0.9} \times 0.12 = 0.0377$$

等效重力代表值为

$$G_{eq} = 0.85\left(\sum_{i=1}^{4} G_i\right) = 0.85 \times (588.25 + 685.65 + 171.4 + 196.2) = 1395.28(\text{kN})$$

底部剪力为

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} = 0.0377 \times 1395.28 = 52.60(\text{kN})$$

各质点地震作用标准值的详细计算过程可见表 8.12。

表 8.12　地震作用计算表

质点	G_i/kN	H_i/m	G_iH_i	$\eta_i=\dfrac{G_iH_i}{\sum_{j=1}^{4}G_jH_j}$	$F_i=\eta_iF_{Ek}$ /kN
1	588.25	8.65	5088.36	0.3061	16.10
2	685.65	12.5	8570.63	0.5156	27.12
3	171.4	7.1	1216.94	0.0732	3.85
4	196.2	8.9	1746.18	0.1051	5.53
$\sum$			16 622.11	1	52.60

③ 作用于屋盖和吊车梁顶面的地震作用。

如图 8.13 所示。

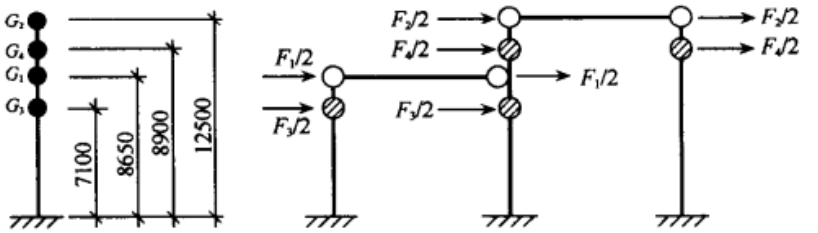


图 8.13　高低跨带吊车厂房地震作用计算

4）地震作用效应的计算和调整。

① 地震作用效应计算。

将上述地震作用按质量分布位置放到横向排架上(图 8.13)，可使用一般结构静力学的方法计算出排架弯矩、剪力。此处从略。

② 地震作用效应调整。

a. 考虑空间作用及扭转影响的调整。

查表 8.5，钢筋混凝土无檩屋盖厂房(两端有山墙不等高厂房)，屋盖长度为 72m，则调整系数为 $\eta_1=0.9$。将上述地震作用效应乘以调整系数 η_1。

b. 高低跨交界处混凝土柱牛腿截面以上部分地震作用效应的调整。

查表 8.6 可知：$\zeta=1.0$，$n_b=1$，$n_0=2$，$G_{EL}=588.25$，$G_{Eh}=685.65$，代入式(8.10)，得 $\eta_2=1.73$。将高低跨交界处牛腿截面以上各截面的剪力和弯矩乘以调整系数 η_2。

c. 吊车桥架引起的地震剪力和弯矩增大系数。

查表 8.7，对吊车梁顶标高处上柱截面，由吊车桥架引起的地震作用效应增大系数 η_3 见表 8.13。

表 8.13　吊车桥架引起上柱截面地震作用效应增大系数

A 柱	B 柱	C 柱
2.0	2.5	2.0

8.3.3　纵向抗震计算

1. 计算方法的选择

在纵向地震作用下，单层厂房受力状态相当复杂。对多跨不等高厂房，质量与刚度中心相距较远，地震时不仅产生平移振动，还会产生扭转耦联振动及高振型影响。只有质心与刚心比较重合、质量与刚度分布较均匀的等高厂房，结构才以平移振动为主。现场实测表明，屋盖的纵向和横向的刚度都是有限的，因此在地震时屋盖会产生平面内弯、剪变形。屋面板、屋架、屋盖支撑、柱间支撑、纵向围护墙等部位的震害多半由纵向地震造成。因此，选择合理的计算力学模型与分析方法是十分必要的。

根据规范的规定，单层钢筋混凝土柱厂房纵向抗震计算应采用下列方法：

(1) 混凝土无檩与有檩屋盖及有较完整支撑系统的轻型屋盖厂房，宜考虑屋盖的纵向弹性变形、围护墙与隔墙的有效刚度以及扭转的影响，按多质点进行空间结构分析。

(2) 混凝土无檩和有檩屋盖及有较完整支撑系统的轻型屋盖厂房，对柱顶标高不大于 15m 且平均跨度不大于 30m 的单跨或等高多跨钢筋混凝土柱厂房，宜采用修正刚度法计算。

(3) 纵向对称布置的单跨厂房和轻型屋盖多跨厂房，由于屋盖刚度较小，协调各柱列变形的能力弱，可按柱列分片独立计算。

下面分别介绍空间分析法、修正刚度法和柱列法。

2. 空间分析法

天津、唐山等多次地震后的震害调查表明，厂房沿纵向的破坏多数发生在中柱列，这说明地震时整个屋盖在其平面内发生了变形，使中柱列承受了较多的地震作用。而边柱列的地震作用可由外纵墙分担一部分，外纵墙的开裂过程也能消耗一定的地震能量。另外，不等高厂房、纵向结构布置严重不对称的厂房在地震作用下出现扭转振动反应也会加重厂房的震害。这些现象需要使用空间分析方法才能在设计上最大程度地予以避免。

目前，工程界使用较多的计算模型是简化的纵向空间结构计算模型(图 8.14)。这种模型有两类用途：一类是用于研究比较空间分析方法与简化方法在计算结果上的差异，从而为结构简化计算方法提供可供参照的地震作用效应调整(修正)系数；另一类是直接用于结构平立面布置不规则(如高低跨厂房)、建设规模比较大的结构抗震计算。为减小计算工作量，同时又要考虑影响空间工作的主要因素，该模型引入了如下基本假定：

① 使用集中质量模型代替连续分布结构、构件的分布质量，按柱列将各纵向抗侧结构的质量按照周期等效的原则集中在柱顶，对带有高低跨的厂房尚需在高低跨交接处集

中质量[图 8.14(b)],每个质点只考虑纵向位移自由度。

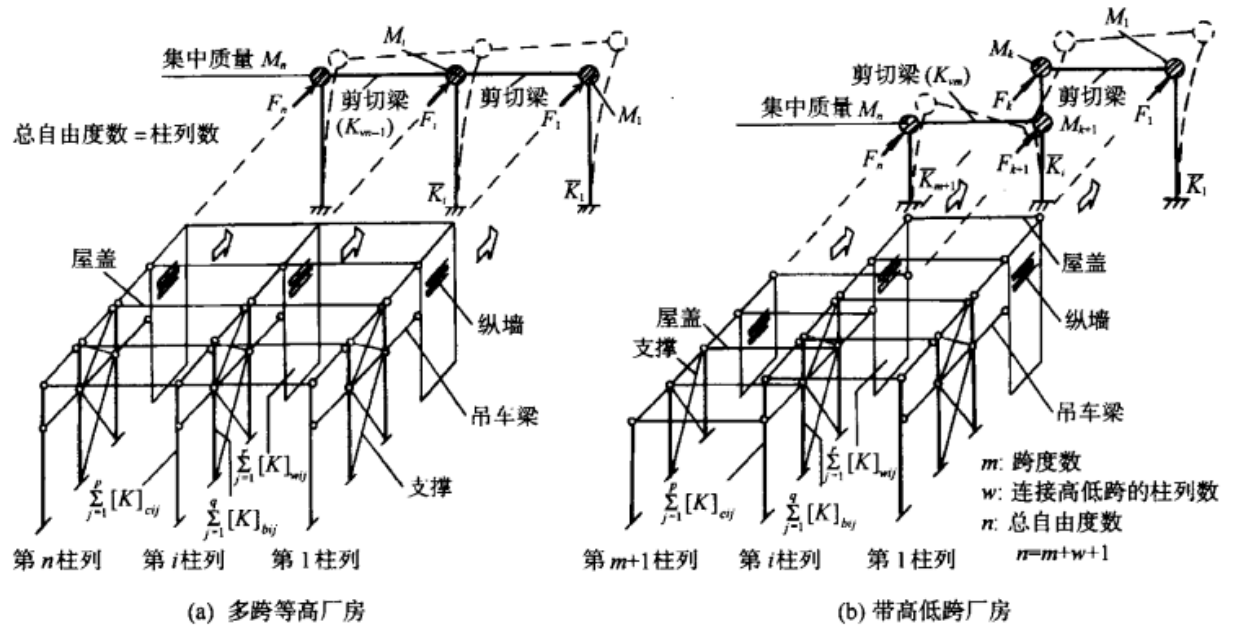


图 8.14　简化空间结构计算模型

② 忽略屋盖平面内弯曲变形和轴向变形,只考虑平面内的剪切变形,屋盖结构简化为水平剪切梁,每跨水平剪切梁的剪切刚度沿纵向均匀分布。

③ 假定连接各柱列中柱子、支撑、纵墙的杆件(如吊车梁、屋架纵向水平支撑等)为无限刚性,与所连结构为铰接连接,并将其对柱子抗侧移刚度的加强作用用刚度影响系数代替。

④ 忽略各纵向柱列平面外变形。

⑤ 假定纵向支撑杆件连接处为铰接。

⑥ 不考虑各杆件自身的抗扭刚度。

根据上述基本假定,将厂房纵向空间结构简化为如图 8.14 所示的"并联多质点体系",按照振型分解反应谱法计算结构自振特性和地震作用。

(1) 柱列侧移刚度的计算。

1) 柱子的侧移刚度。

对于等截面柱子,柱顶点柔度为 $\delta_{11}=H^3/3E_cI_c$,顶点侧移刚度为

$$K_c=\mu\left(\frac{1}{\delta_{11}}\right)=\mu\frac{3E_cI_c}{H^3} \tag{8.11}$$

式中　E_cI_c——等截面柱抗弯刚度;

H——柱全高;

μ——屋盖、吊车梁等纵向构件对柱子侧移刚度的影响系数,当无吊车梁时,$\mu=1.1$,有吊车梁时,$\mu=1.5$。

对变截面柱，出于计算位移和惯性力(如高低跨交接处、吊车梁所在位置、屋架纵向水平支撑处等)的考虑，一般至少需要计算两点柔度或两点侧移刚度，如图 8.15 所示。其中单柱柔度系数 δ_{11}、δ_{12}、δ_{22}可查阅有关结构力学、混凝土结构教材或设计计算手册，此不赘述。

变截面柱子刚度矩阵$[K]_c$可代入式(8.12)计算：

$$[K]=\begin{bmatrix}K_{11} & K_{12}\\ K_{21} & K_{22}\end{bmatrix} \tag{8.12}$$

式中

$$K_{11}=\frac{\delta_{22}}{|\Delta|},\qquad K_{22}=\frac{\delta_{11}}{|\Delta|},\qquad K_{12}=K_{21}=-\frac{\delta_{12}}{|\Delta|}$$

$$|\Delta|=\begin{vmatrix}K_{11} & K_{12}\\ K_{21} & K_{22}\end{vmatrix}=\delta_{11}\delta_{22}-\delta_{12}^2$$

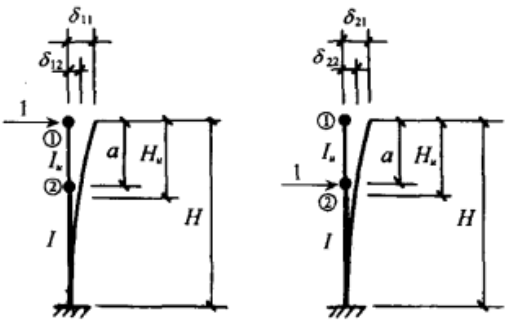


图 8.15　变截面柱柔度系数

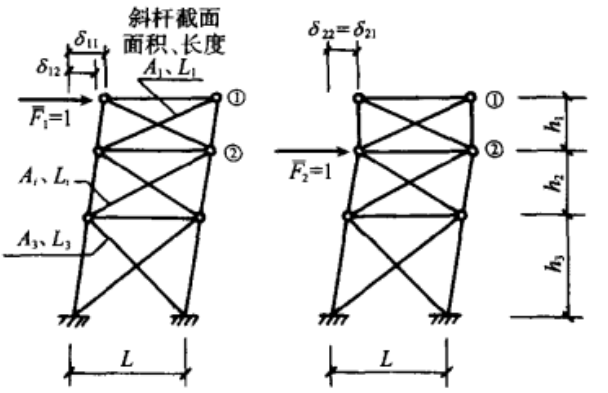


图 8.16　柱间支撑柔度系数

需要注意的是，考虑到屋盖、吊车梁等纵向构件对柱子侧移刚度的影响，变截面柱子刚度系数 K_{11}、K_{22}、K_{12}应乘以影响系数 μ，其意义见式(8.11)。

2) 柱间支撑的侧移刚度。

柱间支撑是由钢筋混凝土柱、吊车梁与型钢杆件共同组成的超静定抗侧结构。为简化计算，假定各杆件在连接处为铰接，按静定桁架结构计算(图 8.16)；忽略水平杆和柱子的轴向变形，只计及斜向钢杆的变形。在具体计算时，区分压杆长细比 λ 的不同按下列 3 种情况考虑：

① 当 $\lambda>150$ 时，属于柔性支撑。一般可认为斜压杆不起作用，只计及斜向拉杆的作用。用结构力学方法，可得到支撑的柔度系数为

$$\delta_{11}=\frac{1}{EL^2}\sum_{i=1}^{s}\frac{L_i^3}{A_i} \tag{8.13}$$

$$\delta_{22}=\delta_{12}=\delta_{21}=\frac{1}{EL^2}\sum_{i=2}^{s}\frac{L_i^3}{A_i} \tag{8.14}$$

式中 A_i、L_i——分别为支撑第 i 节间内斜杆的截面面积和长度；

s——支撑节间总数；

E——支撑材料弹性模量；

L——支撑跨度。

将式(8.13)、式(8.14)代入式(8.12)便可得到柔性柱间支撑的刚度矩阵$[K]_b$。

② 当 $40\leqslant\lambda\leqslant150$ 时，属于半刚性支撑。试验表明，在水平力作用下，支撑拉杆屈服之前，压杆虽然已达到临界状态，但一般并未丧失稳定性，拉杆与压杆仍然可以协调工作。因此，认为支撑屈服时支撑拉杆的轴向力与压杆的轴向力的比值为 $1/\varphi$(φ 为压杆稳定系数)。柔度系数按下式计算：

$$\delta_{11}=\frac{1}{EL^2}\sum_{i=1}^{s}\frac{L_i^3}{(1+\varphi_i)A_i} \tag{8.15}$$

$$\delta_{22}=\delta_{12}=\delta_{21}=\frac{1}{EL^2}\sum_{i=2}^{s}\frac{L_i^3}{(1+\varphi_i)A_i} \tag{8.16}$$

将式(8.15)、式(8.16)代入式(8.12)便可得到半刚性柱间支撑的刚度矩阵$[K]_b$。

③ 当 $\lambda<40$ 时为刚性支撑。此时压杆稳定系数 $\varphi=1$。柔度系数按下式计算：

$$\delta_{11}=\frac{1}{2EL^2}\sum_{i=1}^{s}\frac{L_i^3}{A_i} \tag{8.17}$$

$$\delta_{22}=\delta_{12}=\delta_{21}=\frac{1}{2EL^2}\sum_{i=2}^{s}\frac{L_i^3}{A_i} \tag{8.18}$$

将式(8.17)、式(8.18)代入式(8.12)便可得到刚性柱间支撑的刚度矩阵$[K]_b$。

3) 砌体纵墙的侧移刚度

砌体纵墙一般都开有洞口，其柔度系数 δ_{11}、δ_{12}、δ_{22}的计算详见本书第七章，将其代入式(8.12)便可得到砌体纵墙的刚度矩阵$[K]_w$，这里不需考虑影响系数 μ，但需考虑砌体墙开裂、刚度下降产生的内力重分配。对抗震设防烈度为 7 度、8 度和 9 度设计，砌体刚度降低系数 ψ_w 分别取 0.6、0.4 和 0.2。

4) 柱列侧移刚度。

根据上述分析，第 i 柱列侧移刚度[参见图 8.14(b)]可按下式计算：

$$\overline{K}_i=\begin{bmatrix}\overline{K}_{11} & \overline{K}_{12}\\ \overline{K}_{21} & \overline{K}_{22}\end{bmatrix}=\sum_{j=1}^{p}[K]_{cij}+\sum_{j=1}^{q}[K]_{bij}+\psi_w\sum_{j=1}^{r}[K]_{wij} \tag{8.19}$$

式中 $[K]_{cij}$、$[K]_{bij}$、$[K]_{wij}$——第 i 柱列各抗侧结构刚度矩阵，分别按照式(8.13)～(8.18)计算柔度系数，再代入式(8.12)计算刚度矩阵。

需要指出的是，式(8.19)可用于计算柱列单点、两点纵向侧移刚度。在计算柱列单点侧移刚度时，只考虑每个柱列的柱顶自由度，在$[K]_{cij}$、$[K]_{bij}$、$[K]_{wij}$中只计及第一自由度的刚度[图 8.14(a)]，即只考虑 K_{11}，代入式(8.19)后形成 $\overline{K}_{11}$。在计算两点侧移刚度时，式(8.19)将为 2×2 阶矩阵形式[如图 8.14(b)中高低跨交界处的柱列]。

(2) 屋盖的纵向水平剪切刚度。

屋盖的纵向水平剪切刚度可按下式计算：

$$K_{vi} = k_{vi0}\frac{L_i}{l_i} \tag{8.20}$$

式中 k_{vi0}——第 i 跨单位面积屋盖纵向水平等效剪切刚度基本值，$i=1,m$[图 8.14(b)]，对钢筋混凝土无檩屋盖可取 2×10^4kN/m，对钢筋混凝土有檩屋盖可取 6×10^3kN/m；m 为纵向跨度总数；

L_i——厂房第 i 跨屋盖沿纵向的总长度；

l_i——第 i 跨屋盖的跨度。

(3) 结构自振周期的计算。

计算纵向结构自振周期需要建立体系的总体刚度矩阵和质量矩阵。计算模型如图 8.12 所示，每个质点具有一个纵向自由度。

1) 结构总体刚度矩阵 $\boldsymbol{K}$

结构总体刚度矩阵 $\boldsymbol{K}$ 由两部分组成，即各柱列自身的侧移刚度以及连接各柱列的水平剪切梁的刚度，可按下式计算：

$$\boldsymbol{K} = [\overline{K}] + [K_{rv}] \tag{8.21}$$

式中 $[\overline{K}]$——$n\times n$ 阶柱列侧移总刚阵，按下式计算：

$$[\overline{K}] = \begin{bmatrix} \overline{K}_1 & & & & \\ & \ddots & & & \\ & & \overline{K}_i & & \\ & & & \ddots & \\ & & & & \overline{K}_n \end{bmatrix} \tag{8.22}$$

其中 $\overline{K}_i$——柱列侧移刚度，按式(8.19)计算，一般取单自由度形式，但对高低跨交界处的柱列[图 8.14(b)]，$\overline{K}_i$ 为分块刚度阵(2×2 阶)。

n——刚度矩阵的秩数，也是结构计算模型的自由度数。对等高多跨厂房[图 8.14(a)]，n=总柱列数；对带有高低跨的多跨厂房[图 8.14(b)]，n=总柱列数+连接高低跨的柱列数。

$[K_{rv}]$——$n\times n$ 阶水平剪切梁总刚阵，分下列两种情况计算：

① 对于图 8.14(a)所示的等高多跨排架，可按下式计算：

$$[K_{rv}] = \begin{bmatrix} K_{v1} & -K_{v1} & & & & & & & \\ -K_{v1} & K_{v1}+K_{v2} & -K_{v2} & & & & & & \\ & -K_{v2} & \ddots & & & & & & \\ & & \ddots & & & & & & \\ & & & \ddots & -K_{vi} & & & & \\ & & & & -K_{vi} & K_{vi}+K_{vi+1} & -K_{vi+1} & & \\ & & & & & -K_{vi+1} & \ddots & & \\ & & & & & & \ddots & & -K_{n-1} \\ & & & & & & & -K_{n-1} & K_{n-1} \end{bmatrix} \tag{8.23}$$

② 对于图 8.14(b)所示的带有高低跨连接的多跨排架，因在高低跨交界处的水平剪切梁分别连接于上下两个质点，所以$[K_v]$按下式计算(假设第 k 自由度、第 $k+1$ 自由度为高低跨所在位置)：

$$[K_v]=\begin{bmatrix}\begin{bmatrix}K_{v1} & -K_{v1} & & & & \\ -K_{v1} & K_{v1}+K_{v2} & -K_{v2} & & & \\ & -K_{v2} & \ddots & & & \\ & & \ddots & & -K_{vk} & \\ & & & -K_{vk} & K_{vk} & \end{bmatrix} & \\ & \begin{bmatrix}K_{vk+1} & -K_{vk+1} & & & & \\ -K_{vk+1} & K_{vk+1}+K_{vk+2} & -K_{vk+2} & & & \\ & -K_{vk+2} & \ddots & \ddots & & \\ & & \ddots & & -K_{vm} & \\ & & & -K_{vm} & K_{vm} & \end{bmatrix}\end{bmatrix} \tag{8.24}$$

式中 K_{vk}、K_{vk+1}——高低跨所在两个自由度位置的刚度系数，可由所连接的左右两跨剪切梁用式(8.20)计算；

K_{vm}——第 m 跨水平剪切梁抗剪刚度，在矩阵中的位置为第 n 自由度[图 8.14(b)]；

m——纵向跨度总数。

为便于理解，将式(8.24)写成分块结构。可以看出，刚度矩阵的构成以高低跨所在位置为界，每块刚度矩阵的分布规律与式(8.23)完全相同。若连接高低跨的柱列数为 w，则刚度矩阵分为 $w+1$ 块，跨度数为 m，则本模型自由度数 $n=w+m+1$。

2) 结构总体质量矩阵。

结构总体质量矩阵为 $n\times n$ 阶对角矩阵，可按下式计算：

$$\boldsymbol{M}=\begin{bmatrix}M_1 & & & \\ & \ddots & & \\ & & M_i & \\ & & & \ddots \\ & & & & M_n\end{bmatrix} \tag{8.25}$$

式中 M_i——第 i 自由度的顶点集中质量(图 8.14)。

3) 自振周期的计算。

纵向空间计算模型的刚度矩阵和质量矩阵形成后，可按一般多自由度体系的方法计算振动特征方程$|\boldsymbol{K}-\omega^2\boldsymbol{M}|=0$的特征根，从而求出结构自振周期及振型，详细步骤参见本书第三章。使用图 8.14 所示简化计算模型，n 个自由度具有 n 个振型，其中包括扭转以及某些高振型。

(4) 结构地震作用与各柱列地震作用的计算。

结构地震反应、地震作用的计算可参见 3.5 节，振型分解反应谱法。地震作用效应采

用平方和开方的方法，此不赘述。

3. 修正刚度法

一般情况下，厂房屋盖纵向水平刚度较大，空间作用显著，既有接近刚性屋盖的特征，又有屋盖自身平面内的变形，因此，需要考虑屋盖的空间作用及纵向围护墙与屋盖变形对柱列侧移的影响。上述空间分析法计算过程复杂，对于单跨或等高多跨厂房，可以使用较为简便的修正刚度法进行抗震计算。修正刚度法的思路是：首先建立柱列刚度计算公式，对柱列刚度进行修正；再按照修正后的柱列侧移刚度分配地震作用。其中，对柱列刚度的修正考虑了围护墙及柱间支撑对厂房空间作用的影响，修正系数来源于空间分析与纵向平面排架计算结果的比较。

(1) 厂房纵向自振周期。

假定厂房纵向为单质点体系，将屋盖及所有柱列重力荷载代表值按周期等效的原则集中到屋盖标高处，将各抗侧构件的顶点侧移刚度叠加，求出体系基本周期。

我国规范推荐了计算厂房纵向基本自振周期 T_1 的经验公式，分别按下列情况计算：

1) 砖围护墙厂房。

$$T_1 = 0.23 + 0.00\,025\psi_1 l\sqrt{H^3} \tag{8.26}$$

式中 ψ_1——屋盖类型系数，大型屋面板钢筋混凝土屋架可采用 1.0，钢屋架可采用 0.85；

l——厂房跨度，多跨厂房可取各跨的平均值(m)；

H——基础顶面至柱顶的高度(m)。

2) 敞开、半敞开或墙板与柱子柔性连接的厂房。

基本周期可按式(8.26)计算，但要乘以如下围护墙影响系数 ψ_2：

$$\psi_2 = 2.6 - 0.002l\sqrt{H^3} \tag{8.27}$$

式中 ψ_2——围护墙影响系数，小于 1.0 时应采用 1.0。

(2) 柱列地震作用。

1) 柱列柱顶地震作用标准值。

对等高多跨钢筋混凝土屋盖厂房，各纵向柱列柱顶标高处的地震作用标准值可按下列公式计算：

$$F_i = \alpha_1 G_{eq}\frac{K_{ai}}{\sum_{i=1}^{m} K_{ai}} \tag{8.28}$$

$$K_{ai} = \psi_3\psi_4 K_i \tag{8.29}$$

式中 F_i——第 i 柱列柱顶标高处的纵向地震作用标准值；

α_1——相应于厂房纵向基本自振周期的水平地震影响系数；

G_{eq}——厂房单元柱列总等效重力荷载代表值，按下列两种情况计算：

对于无吊车厂房：

$$G_{eq} = 1.0G_{屋盖} + 0.5G_{雪} + 0.5G_{积灰} + 0.7G_{纵墙及支撑} + 0.5G_{山墙和横墙} + 0.5G_{柱} \tag{8.30}$$

对于有吊车厂房：

$$G_{eq} = 1.0G_{屋盖} + 0.5G_{雪} + 0.5G_{积灰} + 0.7G_{纵墙及支撑} + 0.5G_{山墙和横墙} + 0.1G_{柱} \tag{8.31}$$

K_i——考虑砌体围护墙刚度折减的柱列柱顶总侧移刚度，可按式(8.19)计算，但这里按自由度计算；

K_{ai}——第 i 柱列柱顶的调整侧移刚度；

ψ_3——柱列侧移刚度的围护墙影响系数，可按表 8.14 采用，有纵向砖围护墙的四跨或五跨厂房，由边柱列数起的第三柱列，可按表内相应数值的 1.15 倍取值；

ψ_4——柱列侧移刚度的柱间支撑影响系数，纵向为砖围护墙时，边柱列可按 1.0 取值，中柱列可按表 8.15 取值。

表 8.14　围护墙影响系数

围护墙类别和烈度		柱列和屋盖类别				
		边柱列	中柱列			
240 砖墙	370 砖墙		无檩屋盖		有檩屋盖	
			边跨无天窗	边跨有天窗	边跨无天窗	边跨有天窗
	7 度	0.85	1.7	1.8	1.8	1.9
7 度	8 度	0.85	1.5	1.6	1.6	1.7
8 度	9 度	0.85	1.3	1.4	1.4	1.5
9 度		0.85	1.3	1.3	1.3	1.4
无墙、石棉瓦或挂板			1.1	1.1	1.2	1.2

表 8.15　纵向采用砖围护墙的中柱列柱间支撑影响系数

厂房单元内设置下柱支撑的柱间数	中柱列下柱支撑斜杆的长细比					中柱列无支撑
	≤40	41～80	81～120	121～150	>150	
一柱间	0.9	0.95	1.0	1.1	1.25	1.4
二柱间		—	0.9	0.95	1.0	—

2）吊车梁顶标高处纵向地震作用标准值

对等高多跨钢筋混凝土屋盖厂房，柱列各吊车梁顶标高处的纵向地震作用标准值，可按下式计算：

$$F_{ci} = \alpha_i C_{ci} \frac{H_{ci}}{H_i} \tag{8.32}$$

式中 F_{ci}——i 柱列在吊车梁顶标高处的纵向地震作用标准值；

G_{ci}——集中于 i 柱列吊车梁顶标高处的等效重力荷载代表值，按下式计算：

$$G_{ci} = 1.0_{\text{吊车梁}} + 1.0G_{\text{吊车}} + 0.4G_{\text{柱}} \tag{8.33}$$

H_{ci}——i 柱列吊车梁顶高度；

H_i——i 柱列柱顶高度。

(3) 构件地震作用。

1) 无吊车厂房。

第 i 柱列中，各柱、支撑、纵墙所分担的纵向地震作用可以按其侧移刚度比进行计算。

① 柱顶地震作用

$$F_{cij} = \frac{K_{cij}}{\overline{K}_i} F_i \tag{8.34}$$

式中 F_{cij}——第 i 柱列第 j 柱子顶部的地震作用；

K_{cij}——第 i 柱列第 j 柱子的柱顶侧移刚度，对等截面柱按式(8.11)计算，对变截面柱按式(8.22)计算，计算时只取柱顶刚度系数；

$\overline{K}_i$——第 i 柱列柱顶侧移刚度，按式(8.19)计算，计算时只取柱顶刚度系数 $\overline{K}_{11}$；

F_i——柱列柱顶地震作用标准值，按式(8.28)计算。

② 支撑顶部地震作用

$$F_{bij} = \frac{K_{bij}}{\overline{K}_i} F_i \tag{8.35}$$

式中 F_{bij}——第 i 柱列第 j 支撑顶部的地震作用；

K_{bij}——第 i 柱列第 j 支撑顶部侧移刚度，根据支撑斜杆的长细比种类，按式(8.13)～(8.18)计算柔度系数，代入式(8.12)计算刚度系数，注意只取顶部刚度系数。

③ 纵墙顶部地震作用

$$F_{wij} = \frac{K_{wij}}{\overline{K}_i} F_i \tag{8.36}$$

式中 F_{wij}——第 i 柱列第 j 片纵墙顶部的地震作用；

K_{wij}——第 i 柱列第 j 片纵墙顶部侧移刚度，按本书第七章计算柔度系数，代入式(8.12)计算刚度系数，注意只取顶部刚度系数。

2) 有吊车厂房。

吊车柱列具有两个地震作用点，其顶部和吊车梁所在位置的地震作用标准值分别按式(8.28)和式(8.32)计算。构件地震作用的计算分两步进行：先根据第 i 柱列的地震作用标准值和柱列刚度矩阵计算柱列位移向量，再根据位移向量和各构件刚度矩阵计算作用

于构件的地震作用(图 8.17)。

① 第 i 柱列位移向量可按下式计算：

$$\begin{pmatrix} u_{i1} \\ u_{i2} \end{pmatrix} = \overline{K}_i^{-1} \begin{pmatrix} F_i \\ F_{ci} \end{pmatrix} \tag{8.37}$$

式中 $\overline{K}_i^{-1}$——第 i 柱列侧移刚度矩阵式(8.19)的逆矩阵；

$\begin{pmatrix} u_{i1} \\ u_{i2} \end{pmatrix}$——第 i 柱列侧移向量。

② 第 i 柱列内各抗侧构件的地震作用(图 8.17)分别按式(8.38)～(8.40)计算。

第 i 柱列第 j 柱所受到的地震作用可用下式计算：

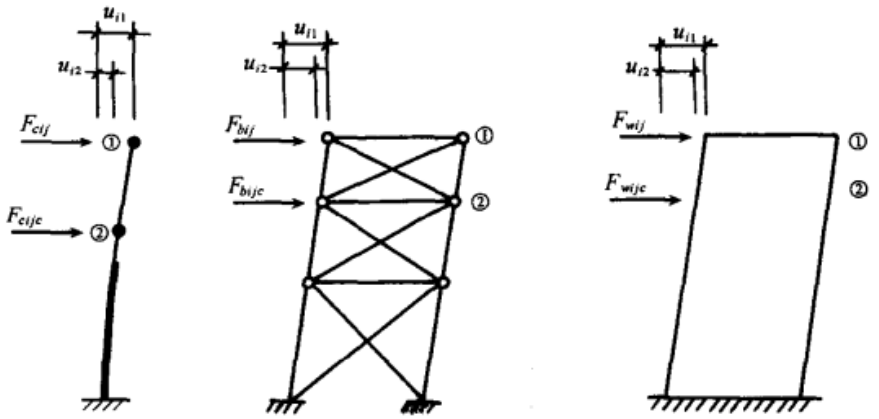


图 8.17 第 i 柱列内各抗侧构件地震作用的分配

$$\begin{pmatrix} F_{cij} \\ F_{cijc} \end{pmatrix} = [K] \begin{pmatrix} u_{i1} \\ u_{i2} \end{pmatrix} \tag{8.38}$$

式中 $[K]$——第 i 柱列第 j 柱子的刚度矩阵，按式(8.12)计算。

第 i 柱列第 j 支撑所受到的地震作用可用下式计算：

$$\begin{pmatrix} F_{bij} \\ F_{bijc} \end{pmatrix} = [K] \begin{pmatrix} u_{i1} \\ u_{i2} \end{pmatrix} \tag{8.39}$$

式中 $[K]$——第 i 柱列第 j 支撑的刚度矩阵，根据支撑斜杆的长细比种类，按式(8.13)～(8.18)计算柔度系数，代入式(8.12)计算刚度矩阵。

第 i 柱列第 j 纵墙所受到的地震作用可用下式计算：

$$\begin{pmatrix} F_{bij} \\ F_{bijc} \end{pmatrix} = [K] \begin{pmatrix} u_{i1} \\ u_{i2} \end{pmatrix} \tag{8.40}$$

式中 $[K]$——第 i 柱列第 j 纵墙的刚度矩阵，按本书第七章计算柔度系数，代入式(8.12)计算刚度矩阵。

4. 柱列法

对使用压型钢板、瓦楞铁、石棉瓦等有檩轻型屋盖的多跨等高厂房，由于缺少完整支撑系统，屋盖空间刚度小，协调各柱列变形的能力差，在纵向地震作用下，各柱列的振动相互影响小。这时可用柱列法进行抗震计算。该方法还适用于对称布置的单层厂房。柱列法的主要步骤简要叙述如下：

(1) 以各跨跨中为界划分各柱列计算区。

(2) 计算各柱列柱顶等效集中质量重力代表值。

1) 计算自振周期时的重力代表值。

$$G_i = 1.0G_{\text{屋盖}} + 0.5G_{\text{雪}} + 0.5G_{\text{积灰}} + 0.25G_{\text{柱}} + 0.35G_{\text{纵墙}} + 0.25G_{\text{山墙}} + 0.5G_{\text{吊车梁}} + 0.5G_{\text{吊车桥架}} \tag{8.41}$$

2) 计算地震作用时的重力代表值。

$$G_i = 1.0G_{\text{屋盖}} + 0.5G_{\text{雪}} + 0.5G_{\text{积灰}} + 0.5G_{\text{柱}} + 0.7G_{\text{纵墙}} + 0.5G_{\text{山墙}} + 0.75G_{\text{吊车梁}} + 0.75G_{\text{吊车桥架}} \tag{8.42}$$

式中 $G_{\text{吊车桥架}}$——第 i 柱列左右跨各取两台最大吊车的吊车桥架重力荷载代表值之和的一半，硬钩车尚应包括其吊重的 30%。

(3) 计算各柱列柱顶侧移刚度 $\overline{K}_i$。

第 i 柱列柱顶侧移刚度 $\overline{K}_i$ 的计算可用式(8.19)，计算时只取柱顶刚度系数 $\overline{K}_{11}$。

(4) 计算各柱列自振周期。

$$T_i = 2\psi_T \sqrt{\frac{G_i}{\overline{K}_i}} \tag{8.43}$$

式中 ψ_T——柱列自振周期修正系数，此系数是根据空间分析结果与柱列法比较后确定的，对于单跨厂房，$\psi_T = 1.0$，对于多跨厂房，按表 8.16 确定。

表 8.16 柱列自振周期修正系数

围护墙	天窗或柱支撑	柱列	边柱列	中柱列
石棉瓦、挂板或无墙	有柱间支撑	边跨无天窗	1.3	0.9
		边跨有天窗	1.4	0.9
	无柱间支撑		1.15	0.85
砖　墙	有柱间支撑	边跨无天窗	1.6	0.9
		边跨有天窗	1.65	0.9
	无柱间支撑		2	0.85

(5) 计算各柱列地震作用。

用底部剪力法求第 i 柱列的水平地震作用 F_i：

$$F_i = \alpha_1 G_i \tag{8.44}$$

式中 α_1——相应于该柱列基本周期 T_i[按式(8.43)计算]的地震影响系数；

G_i——重力荷载代表值，按式(8.42)计算。

(6) 计算柱列内各抗侧构件的地震作用。

柱列内柱子、支撑、墙体承受的地震作用可分别按式(8.34)～(8.36)计算。

8.3.4 截面抗震验算

1. 横向抗震验算

(1) 排架柱的抗震验算。

混凝土排架柱截面抗震承载力应满足下列要求：

$$S \leqslant \frac{R}{\gamma_{RE}} \tag{8.45}$$

式中 S——排架横向地震作用效应与其他荷载效应的最不利组合，对单层厂房结构，通常取重力荷载效应与水平地震作用效应的组合；

R——柱截面承载力设计值，按《混凝土结构设计规范》的偏心受压构件承载力公式计算；

γ_{RE}——承载力抗震调整系数，详见本书第三章。

对矩形、工字形柱，一般只做正截面验算，不做斜截面验算。

对设置侧向水平约束(如嵌砌内隔墙、侧边贴建披屋等)处于短柱工作状态的钢筋混凝土柱，可按式(8.45)及《混凝土结构设计规范》验算压弯构件抗剪能力。

对于在两个主轴方向柱距不小于 12m、无桥式吊车且无柱间支撑的大柱网厂房，柱截面抗震验算应同时计算两个主轴方向的水平地震作用，并应计入位移引起的附加弯矩。

(2) 柱牛腿的抗震验算。

对支撑吊车梁的牛腿可不进行抗震验算；对支撑低跨屋盖的牛腿，需考虑图 8.18 所示的受力状态，按抗拉能力验算，确定水平受拉筋的截面面积：

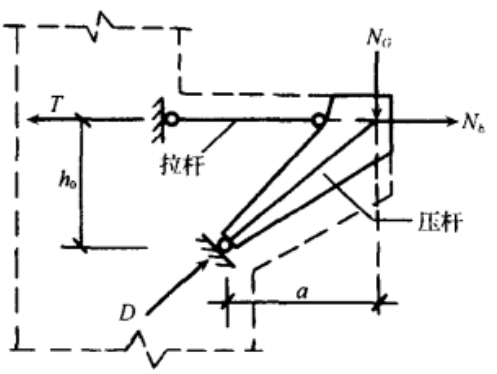


图 8.18 柱牛腿假定受力状态与计算模型

$$A_s \geqslant \left(\frac{N_G a}{0.85 h_0 f_y} + 1.2 \frac{N_E}{f_y} \right) \gamma_{RE} \tag{8.46}$$

式中 N_G——柱牛腿面上重力荷载代表值产生的压力设计值；

N_E——柱牛腿上地震组合的水平拉力设计值；

a——重力作用点至下柱近侧边缘的距离，当 $a>0.3h_0$ 时取 $a=0.3h_0$；

h_0——牛腿最大竖向截面的有效高度；

f_y——钢筋的抗拉强度设计值；

γ_{RE}——承载力抗震调整系数，取 1.0。

(3) 突出屋面天窗架的抗震计算。

震害调查表明，突出屋面天窗架的震害较轻。其横向抗震计算可将天窗架和屋盖作为一个质点，按底部剪力法计算。对有斜撑杆的三铰拱式钢筋混凝土屋架，当跨度大于 9m 或设防烈度为 9 度时，天窗架的地震作用效应应乘以增大系数，增大系数可采用 1.5。

2. 纵向抗震验算

(1) 排架柱。

由于按刚度分配承担的地震作用效应较小，一般不必验算。但对于在两个主轴方向柱距不小于 12m、无桥式吊车且无柱间支撑的大柱网厂房，纵向地震作用下柱截面的抗震验算应与横向排架同时进行。

(2) 柱间支撑。

柱间支撑的抗震验算包括拉杆承载力验算和端节点预埋件承载力验算。

1) 拉杆承载力验算。

对于无贴砌墙的纵向柱列，上柱支撑与同列下柱支撑宜采用等强设计。

对长细比不大于 200 的斜杆截面可仅按抗拉验算，但应考虑压杆的卸载影响，其拉力可按下式计算：

$$N_t=\frac{L_i}{(1+\psi_c\varphi_i)L}V_{bi} \tag{8.47}$$

式中 N_t——i 节间支撑斜杆抗拉验算时的轴向拉力设计值；

L_i——i 节间斜杆的全长；

L——支撑跨度(支撑所在柱间静距)，参见图 8.16；

V_{bi}——i 节间支撑承受的地震剪力设计值；

ψ_c——压杆卸载系数，压杆长细比为 60、100 和 200 时，可分别采用 0.7、0.6 和 0.5；

φ_i——第 i 节间斜杆轴心受压稳定系数，按《钢结构设计规范》取值。

斜拉杆的抗震承载力应满足下列条件：

$$N_t\leqslant\frac{A_i f}{\gamma_{RE}} \tag{8.48}$$

式中 A_i——斜向杆件截面面积；

f——杆件钢材强度设计值，取值见《钢结构设计规范》；

γ_{RE}——承载力抗震调整系数，取 0.9。

2）柱间支撑端节点预埋件承载力验算。

预埋件作为连接柱子和支撑的关键部件，是保证结构正常抗震行为的基础。为防止地震时在支撑中出现薄弱部位、发生塑性变形集中进而出现局部严重破坏，要求各节间支撑与柱的连接与支撑杆件实现等强设计，即连接焊缝、螺栓与杆件等强，锚固强度要高于杆件及连接强度。支撑端节点预埋件可以采用锚筋或角钢两种形式。

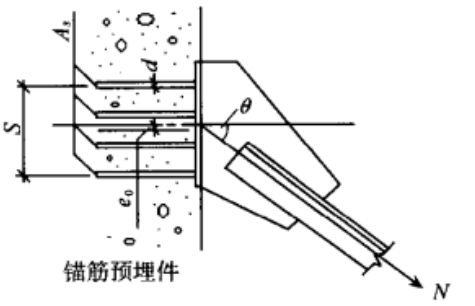


图 8.19　柱间支撑与预埋件连接

对锚筋预埋件的抗震验算，宜采用下列设计表达式(图 8.19)：

$$N \leqslant \frac{0.8 f_y A_s}{\gamma_{RE}\left(\dfrac{\cos\theta}{0.8\zeta_m \psi} + \dfrac{\sin\theta}{\zeta_r \zeta_v}\right)} \tag{8.49}$$

$$\psi = \frac{1}{1 + \dfrac{0.6 e_0}{\zeta_v s}} \tag{8.50}$$

$$\zeta_m = 0.6 + \frac{0.25t}{d} \tag{8.51}$$

$$\zeta_v = (4 - 0.08d)\sqrt{\frac{f_c}{f_y}} \tag{8.52}$$

式中　N——预埋板的斜向拉力，可取全截面屈服点强度计算的支撑斜杆轴向力的 1.05 倍；

A_s——锚筋总截面面积；

γ_{RE}——承载力抗震调整系数，可按 1.0 取值；

e_0——斜向拉力对锚筋合力作用线的偏心距，应小于外排锚筋之间距离的 20%(mm)；

θ——斜向拉力与其水平投影的夹角；

ψ——偏心影响系数；

s——外排锚筋之间的距离；

ζ_m——预埋板弯曲变形影响系数；

t——预埋板厚度(mm)；

d——锚筋直径(mm)；

ζ_r——验算方向锚筋排数的影响系数，二、三和四排可分别取 1.0、0.9 和 0.85；

ζ_v——锚筋的受剪影响系数，大于 0.7 时取 0.7。

对角钢预埋件的抗震验算，可按下式计算：

$$N \leqslant \frac{0.7}{\gamma_{RE}\left(\frac{\sin\theta}{V_{u0}} + \frac{\cos\theta}{\psi N_{u0}}\right)} \tag{8.53}$$

$$V_{u0} = 3n\zeta_r \sqrt{W_{\min} b f_a f_c} \tag{8.54}$$

$$N_{u0} = 0.8 n f_a A_s \tag{8.55}$$

式中 n——角钢根数；

b——角钢肢宽；

$W_{\min}$——与剪力方向垂直的角钢最小截面模量；

A_s——一根角钢的截面面积；

f_a——角钢抗拉强度设计值。

(3) 突出屋面天窗架的纵向抗震计算。

震害调查表明，突出屋面天窗架的纵向震害比横向震害要严重得多。突出屋面的天窗架的纵向抗震计算，一般可采用空间结构分析法，并计及屋盖平面弹性变形和纵墙的有效刚度；对柱高不超过 15m 的单跨和等高多跨钢筋混凝土无檩屋盖厂房的天窗架的纵向地震作用，可采用底部剪力法，但天窗架的地震作用效应应乘以增大系数，其值可按下列规定采用：

单跨、边跨屋盖或有纵向内隔墙的中跨屋盖：

$$\eta = 1 + 0.5n \tag{8.56}$$

其他中跨屋盖：

$$\eta = 0.5n \tag{8.57}$$

式中 n——厂房跨数，超过 4 跨时按 4 跨考虑。

(4) 抗风柱。

抗风柱位于山墙内侧，用于抵抗山墙风荷载对主体结构的影响。但在高烈度区的震害调查表明，抗风柱在强震下可能导致两类破坏：由于抗风柱沿纵向的开裂或变形导致山墙倒塌；与抗风柱连接的端开间屋架下弦压屈破坏。

虽然抗风柱并非厂房主要承重构件，但在纵向抗震中是重要构件。因此，对抗风柱需做两类验算：对 8 度、9 度抗震设防的高大山墙的抗风柱应进行平面外截面抗震验算；对与屋架下弦连接的抗风柱，对屋架下弦横向水平支撑应进行截面和连接点的抗震承载力验算。

3. 屋架上弦抗扭问题

对屋架上弦设有小立柱的拱形和折线形屋架、上弦节间较长和节间矢高较大的屋架，在水平地震作用下将对屋架上弦纵轴产生扭矩，导致上弦破坏。因此，对 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度抗震设防的上述屋架上弦应进行抗扭验算。

8.4 钢结构厂房抗震设计要点

8.4.1 结构计算模型和地震作用计算方法的选择

这里介绍的单层钢结构厂房的抗震计算，只适合于钢柱和钢屋架承重的单跨或多跨钢结构厂房。一般而言，这种厂房的抗震计算方法与计算步骤与单层钢筋混凝土柱厂房基本相同，但在结构计算模型的选取（排架体系、刚架体系）、计算模型的基本假定和计算参数等方面与混凝土柱厂房有所不同。

1. 结构计算模型

钢结构厂房属于空间结构体系，原则上应使用空间结构模型计算地震作用。空间结构模型的建立要以构件为计算单元，考虑水平结构、竖向结构及其连接构造的实际情况建立几何模型和物理模型。一般要借助于规模较大的有限元分析程序。关于空间结构模型的建立可参见本书第四章。对于有些典型的工程问题，根据以往的经验，可以采用简化的结构计算模型进行结构抗震计算。例如：

对于不设吊车的单跨或多跨等高排架结构厂房，可使用单质点悬臂柱模型。

对于不设吊车的单跨或多跨等高刚架结构厂房，也可将其简化为单质点悬臂柱模型，但在计算模型柱侧移刚度时，需要考虑柱顶刚接结构对柱顶约束的影响。

对设有吊车的厂房，由于吊车所在位置具有较大重力荷载，地震作用也较大，一般可按双质点模型计算地震作用。

带有高低跨的钢结构厂房，应该使用双（多）质点计算模型。

具体计算时，可沿结构平面主轴方向分别建立结构计算模型，详细情况见下面的横向、纵向结构计算简图的相关内容。

2. 地震作用计算

对不等高厂房，不能采用底部剪力法计算地震作用，只能使用振型分解反应谱法计算地震作用。特别应注意不能在使用平面排架的计算模型进行地震作用和地震作用效应计算之后，使用钢筋混凝土柱厂房的内力调整方法考虑空间作用。

3. 围护墙的自重和刚度

对轻质墙板或与柱柔性连接的预制混凝土墙板，应考虑墙体的全部自重，但不考虑刚度影响；与柱贴砌且与柱拉结的砌体围护墙，应计入全部自重，在平行于墙体所在平面方向计算时可计入等效刚度，其刚度折减系数取 0.4。

8.4.2 抗震计算要点

1. 横向抗震计算

根据结构横梁或屋架与柱子的连接情况以及屋盖空间刚度的特点，单层钢结构厂房的横向抗震计算（含地震作用和地震作用效应的计算）可以采用空间结构模型或铰接排架（刚架）模型，具体可有下列两种情况：

（1）采用轻型屋盖时，单跨或多跨厂房可按平面排架或平面刚架结构简图计算。

（2）除上述情况之外，一般宜计入屋盖变形，采用空间分析方法。

2. 纵向抗震计算

一般应采用空间结构分析方法，考虑屋盖的纵向弹性变形、围护墙和支撑的刚度，建立空间计算模型。但对于下列情况，可根据围护墙构造和屋盖结构特点，参照柱列刚度的计算原理选取相应计算方法：

（1）采用轻质墙板或与柱柔性连接的大型墙板厂房，可按单质点模型计算，各柱列地震作用的分配可参照下列原则进行：

1）钢筋混凝土无檩屋盖可按柱列刚度比例分配，作用于第 i 柱列顶点处的水平地震作用为

$$F_i = \alpha_1 G_{eq} \frac{K_i}{\sum_{j=1}^{m} K_j} \tag{8.58}$$

式中 α_1——相应于厂房纵向基本周期 T_1 的水平地震影响系数，按本书第三章计算；

G_{eq}——厂房各柱列的等效重力代表值，$G_{eq}=\sum_{i=1}^{m} G_i$，$G_i$ 是按厂房跨度中线划分的换算集中到第 i 柱列柱顶标高处的等效重力荷载：屋盖自重取 100%，雪荷载和积灰荷载各取 50%，柱自重取 40%，山墙自重取 50%，纵墙取 70%；

m——纵向柱列数；

K_i——第 i 柱列的纵向侧移刚度，包括柱子和柱间支撑的刚度。

2）轻型屋盖可按柱列承受的重力荷载代表值的比例分配，各柱列地震作用计算公式如下：

$$F_i = \alpha_i G_i \tag{8.59}$$

式中 α_i——相应于第 i 柱列纵向基本周期 T_i 的水平地震影响系数，按本书第三章计算。

由于按上述方法计算所得中柱列纵向基本周期偏长，应乘以近似修正系数 0.8。

3）钢筋混凝土有檩屋盖可取上述两种分配比例的平均值进行分配。

4）各柱列内柱子、支撑的地震作用效应计算可按该柱列内侧移刚度比例确定。

(2) 采用与柱紧密贴砌的烧结黏土砖围护墙的厂房，可采用与钢筋混凝土柱厂房相类似的方法进行抗震计算：

1) 对混凝土无檩和有檩及有较完整支撑系统的轻型屋盖厂房，可选用下列方法：

① 一般情况下，宜计及屋盖的纵向弹性变形、围护墙与隔墙的有效刚度，不对称时尚宜计及扭转的影响，按多质点进行空间结构分析。

② 对柱顶标高不大于 15m 且平均跨度不大于 30m 的单跨或多跨厂房，按修正刚度法计算各柱列侧移刚度(包括柱子、围护墙和支撑体系的侧移刚度)，进行地震作用和地震作用效应的计算。

2) 纵墙对称布置的单跨厂房和轻型屋盖厂房，可按柱列分片独立计算地震作用及效应。

3. 竖向地震作用计算

对于跨度大于 24m 的钢屋架应计算竖向地震作用。竖向地震作用系数取值详见第三章。

4. 吊车地震作用

关于参与地震作用效应计算和荷载效应组合计算时吊车台数、吊物重量及组合值等，与前述方法相同。

8.4.3 构件截面抗震验算

1. 梁、柱构件的截面抗震验算

梁、柱构件的截面抗震验算包括截面强度验算和稳定验算。根据上述地震效应的计算方法得到的梁、柱构件内力，可参照本书第六章的方法进行截面抗震验算，此不赘述。

2. 柱间支撑的抗震验算

柱间支撑的截面验算可参照 8.3 节的有关规定进行。

8.5 抗震构造措施

单层工业厂房的抗震构造措施是保证结构抗震能力的基础，保证抗震构造措施的实施可使结构具备基本的抗震能力。这些抗震构造措施大多是通过震害调查总结出来的，其基本思路是：加强装配式厂房的整体性和稳定性，保证连接构造的抗震可靠性，避免构件发生脆性破坏，尽可能发挥空间结构的优点，尽量减小扭转和高振型的影响。

8.5.1 屋盖系统的抗震构造措施

1. 屋盖支撑系统

屋盖支撑系统包括上弦和下弦水平支撑、竖向支撑与水平系杆，形成屋盖空间桁架结构，再与柱间支撑、柱列等竖向抗侧结构形成单层厂房空间结构。无论是混凝土柱厂房还是钢结构厂房，支撑系统的抗震布置均需符合 8.2 节的要求。在具有柱间支撑的开间上方要同时设置屋盖上弦横向支撑，保证屋盖的地震作用直接传递到柱间支撑上。

屋盖支撑尚应符合下列要求：

天窗开洞范围内，在屋架脊点处应设上弦通长水平压杆。屋架跨中竖向支撑在跨度方向的间距，6～8 度时不大于 15m，9 度时不大于 12m；当仅在跨中设一道时，应设在跨中屋架屋脊处；当设二道时，应在跨度方向均匀布置。屋架上、下弦通长水平系杆与竖向支撑宜配合设置。对柱距不小于 12m 且屋架间距为 6m 的厂房，托架(梁)区段及其相邻开间应设下弦纵向水平支撑。屋盖支撑宜采用型钢。

2. 屋盖各构件之间的连接

(1) 无檩屋盖构件的连接要求。

1) 大型屋面板应与屋架或屋面梁焊牢，靠柱列的屋面板与屋架(屋面梁)的连接焊缝长度不宜小于 80mm。

2) 6 度和 7 度时，有天窗厂房单元的端开间，或 8 度与 9 度时各开间，宜将垂直屋架方向两侧相邻的大型屋面板的顶面彼此焊牢。

3) 8 度和 9 度时，大型屋面板端头底面的预埋件宜采用角钢制作，并应与主筋焊牢。

4) 非标准屋面板宜采用装配整体式接头，或将板四角切掉后与屋架(屋面梁)焊牢。

5) 屋架(屋面梁)端部顶面预埋件的锚筋，8 度时不宜小于 4ϕ10，9 度时不宜小于 4ϕ12。

(2) 有檩屋盖的连接要求。

1) 檩条应与屋架(屋面梁)焊牢，并应有足够的支承长度。

2) 双脊檩应在跨度 1/3 处互相拉结。

3) 压型钢板应与檩条可靠连接，瓦楞铁、石棉瓦等应与檩条拉结。

另外，突出屋面的钢筋混凝土天窗架，其两侧墙板与天窗立柱宜采用螺栓连接。

3. 混凝土屋架杆件截面构造

混凝土屋架上弦第一节间和梯形屋架端竖杆的配筋，6 度和 7 度时不宜少于 4ϕ12，8 度和 9 度时不宜少于 4ϕ14。梯形屋架的端竖杆截面宽度宜与上弦宽度相同。拱形和折线

形混凝土屋架上弦端部支撑屋面板的小立柱，截面不宜小于 200mm×200mm，高度不宜大于 500mm，主筋宜采用Ⅱ级，6 度和 7 度时不宜少于 4ϕ12，8 度和 9 度时不宜少于 4ϕ14，箍筋可采用 ϕ6，间距宜为 100mm。

4. 钢屋架的构造要求

采用钢屋架的厂房结构，支撑体系及屋盖各构件之间的连接抗震构造与上述相同。采用梯形钢屋架的厂房，需在屋架两端增设竖向支撑。当屋面为压型钢板时，板与屋面檩条的连接应采用每隔一波用自锁螺栓进行固定。

8.5.2 钢筋混凝土排架柱的抗震构造措施

1. 厂房柱的箍筋加密范围

(1) 柱头，可取柱顶以下 500mm 并不小于柱截面长边尺寸。

(2) 上柱，取阶形柱自牛腿面至吊车梁顶面以上 300mm 高度范围内。

(3) 牛腿(柱肩)，取全高。

(4) 柱根，取下柱柱底至室内地坪以上 500mm。

(5) 柱间支撑与柱连接节点和柱变位受平台等约束的部位，取节点上、下各 300mm。

2. 加密区的要求

加密区箍筋间距不应大于 100mm，箍筋肢距和最小直径应符合表 8.17 的规定。

8 度时跨度不小于 18m 的多跨厂房中柱和 9 度时多跨厂房各柱，柱顶宜设置通长水平压杆，此压杆可与梯形屋架支座处通长水平系杆合并设置，钢筋混凝土系杆端头与屋架间的空隙应采用混凝土填实。

3. 大柱网厂房柱的构造要求

(1) 柱子截面宜采用正方形或接近正方形的矩形，边长不宜小于柱全高的 1/18～1/16。

(2) 重屋盖厂房地震组合的柱轴压比，6 度、7 度时不宜大于 0.8，8 度时不宜大于 0.7，9 度时不应大于 0.6。

(3) 纵向钢筋宜沿柱截面周边对称配置，间距不宜大于 200mm，角部宜配置直径较大的钢筋。

(4) 柱头和柱根的箍筋加密区范围，柱根取基础顶面至室内地坪以上 1m，且不小于柱全高的 1/6；柱头取柱顶以下 500mm，且不小于柱截面长边尺寸。在此范围内，箍筋间距不应大于 100mm，直径、肢距应符合表 8.17 的规定。

表 8.17　柱加密区箍筋最大肢距和最小箍筋直径

烈度和场地类别		6度和7度Ⅰ、Ⅱ类场地	7度Ⅲ、Ⅳ类场地和8度Ⅰ、Ⅱ类场地	8度Ⅲ、Ⅳ类场地和9度Ⅰ、Ⅱ类场地
箍筋最大肢距/mm		300	250	200
箍筋最小直径/mm	一般柱头和柱根	ϕ6	ϕ8	ϕ8(10)
	角柱柱头	ϕ8	ϕ10	ϕ10
	上柱牛腿和有支撑的柱根	ϕ8	ϕ8	ϕ10
	有支撑的柱头和柱变位受约束的部位	ϕ8	ϕ10	ϕ10

注：括号内数字用于柱根。

8.5.3　山墙混凝土抗风柱配筋构造

山墙抗风柱的配筋应符合下列要求：

(1) 抗风柱柱顶以下 300mm 和牛腿(柱肩)面以上 300mm 范围内的箍筋，直径不宜小于 6mm，间距不应大于 100mm，肢距不宜大于 250mm。

(2) 抗风柱的变截面牛腿(柱肩)处，宜设置纵向受拉钢筋。

8.5.4　混凝土柱厂房柱间支撑抗震构造措施

柱间支撑应采用型钢，支撑形式宜采用交叉式，其斜杆与水平面的交角不宜大于55°。支撑杆件的长细比，不宜超过表 8.18 的规定。下柱支撑的下节点位置和构造措施，应保证将地震作用直接传给基础；当 6 度和 7 度不能直接传给基础时，应计及支撑对柱和基础的不利影响。交叉支撑在交叉点应设置节点板，其厚度不应小于 10mm，斜杆与交叉节点板应焊接，与端节点板宜焊接。

表 8.18　柱间支撑长细比规定

位置	烈度			
	6度和7度Ⅰ、Ⅱ类场地	7度Ⅲ、Ⅳ类场地和8度Ⅰ、Ⅱ类场地	8度Ⅲ、Ⅳ类场地和9度Ⅰ、Ⅱ类场地	9度Ⅲ、Ⅳ类场地
上柱支撑	250	250	200	150
下柱支撑	200	200	150	150

8.5.5　混凝土柱厂房的结构连接构造

1. 屋架(屋面梁)与柱顶的连接节点

屋架与柱顶的连接，8 度时宜采用螺栓连接，9 度时宜采用钢板铰，也可以用螺栓。屋架(屋面梁)端部支承垫板的厚度不宜小于 16mm。

柱顶预埋件的锚筋，8 度时不宜少于 4ϕ14，9 度时宜采用 4ϕ16；有柱间支撑的柱子，柱顶预埋筋还应增设抗剪钢板。

2. 支承低跨屋盖的中柱牛腿(柱肩)与低跨屋盖的连接

为防止地震时在支承低跨屋盖牛腿处出现竖向裂缝,支承低跨屋盖的中柱牛腿(柱肩)的预埋件,应与牛腿(柱肩)中按计算承受水平拉力部分的纵向钢筋焊接,且焊接的钢筋,6 度和 7 度时不应少于 2ϕ12,8 度时不应少于 2ϕ14,9 度时不少于 2ϕ16。

3. 山墙抗风柱柱顶与屋盖的连接

山墙抗风柱柱顶应设置预埋板,使柱顶与端屋架上弦可靠连接。连接部位应位于上弦横向支撑与屋架的连接点处,不符合时可在支撑中增设次腹杆或设置型钢横梁,将水平地震作用传至节点部位。

4. 柱间支撑预埋件

柱间支撑与柱连接节点预埋件的锚件,8 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 9 度时,宜采用角钢加端板,其他情况可采用 HRB335 级或 HRB400 级热轧钢筋,但锚固长度不应小于 30 倍锚筋直径或增设垫板。

5. 非结构构件的连接

厂房中的吊车走道板、端屋架与山墙间的填充小屋面板、天沟板、天窗端壁板和天窗侧板下的填充砌体等构件应与支撑结构有可靠的连接。

8.5.6 钢结构厂房柱的抗震构造措施

1. 钢柱长细比

为防止钢柱在地震作用下失稳,钢柱长细比限值不应大于 $120\sqrt{235/f_{ay}}$(f_{ay}为钢材抗拉强度标准值)。

2. 钢柱脚

柱脚应采取保证能传递柱身承载力的插入式或埋入式柱脚。设防烈度为 6 度、7 度时,钢柱脚可采用外露式刚接柱脚,但柱脚螺栓的组合弯矩设计值应乘以增大系数 1.2。对高烈度地区宜采用埋入式柱脚。

对实腹式钢柱采用插入式柱脚的埋入深度,不得小于钢柱截面高度的 2 倍,同时要满足下式要求:

$$d \geqslant \sqrt{6M/b_f f_c} \tag{8.60}$$

式中 d——柱脚埋深;

M——柱脚全截面屈服时的极限弯矩；

b_f——柱在受弯方向截面的翼缘宽度；

f_c——基础混凝土轴心受压强度设计值。

8.5.7 钢结构厂房的其他抗震构造措施

1. 柱间支撑

有吊车时，应在厂房单元中部设置上下柱间支撑，并应在厂房单元两端增设上柱支撑；7度时结构单元长度大于120m，8度、9度时结构单元长度大于90m，宜在单元中部1/3区段内设置两道上下柱间支撑。

柱间交叉支撑的长细比、支撑斜杆与水平面的夹角、支撑斜杆交叉点的节点板厚度，应符合混凝土柱厂房对交叉支撑的有关抗震构造规定。

有条件时可采用消能支撑。

2. 梁柱构件的板件宽厚比

对钢结构厂房梁、柱构件板件的宽厚比，除应符合《钢结构设计规范》外，尚应符合表8.19的规定。

表8.19 单层钢结构厂房板件宽厚比限值

构件	板件名称	7度	8度	9度
柱	工字形截面翼缘外伸部分	13	11	10
	箱形截面两腹板间翼缘	38	36	36
	箱形截面腹板：$N_c/Af<0.25$	70	65	60
	$N_c/Af\geqslant0.25$	58	52	48
	圆管外径与壁厚比	60	55	50
梁	工字形截面翼缘外伸部分	11	10	9
	箱形截面两腹板间翼缘	36	32	30
	箱形截面腹板：$N_b/Af<0.37$)	$85-120\rho$	$80-110\rho$	$72-100\rho$
	$N_b/Af\geqslant0.37$)	40	39	35

注：1）表列数值适用于Q235钢，当材料为其他钢号时，应乘以$\sqrt{235/f_{ay}}$。

2）N_c、N_b分别为柱、梁轴向力；A为相应构件截面面积；f为钢材抗拉强度设计值。

3）$\rho=N_b/Af$。

本章学习提要

本章介绍单层钢筋混凝土柱厂房和钢结构厂房的抗震设计方法。学习要点和应达到的要求如下：

1. 了解单层厂房震害特点、发生原因和对应的抗震设计原则及构造措施。

2. 掌握单层厂房结构抗震计算的原理，包括基本假定、计算模型的建立(质量、刚度的计算方法)、结构自振周期和地震作用的计算。掌握建立空间简化计算模型的基本内容。

3. 熟练掌握钢筋混凝土柱单层厂房横向平面排架计算方法以及考虑空间工作、扭转及吊车桥架影响对计算结果的调整。

4. 熟练掌握钢筋混凝土柱单层厂房纵向抗震计算方法。主要内容包括修正刚度法、柱列法。

5. 掌握单层钢结构厂房的抗震计算要点。

6. 熟悉抗震构造措施的主要内容。

习题及思考题

8.1 为什么说单层厂房承重结构是平面排架？而单层厂房结构又被看作是空间结构？

8.2 在单层厂房抗震设计中如何体现“小震不坏、中震可修、大震不倒”？

8.3 如何理解在单层厂房抗震设计中，确保必需的抗震构造措施比进行抗震验算还要重要？

8.4 试归纳传统混凝土柱单层厂房的震害表现、产生原因和改进措施。

8.5 确定防震缝宽度的依据是什么？防震缝两侧应采取哪些措施？

8.6 试分析支撑系统在抗震设计中的重要作用。

8.7 等高排架和不等高排架的地震表现有何主要差别？

8.8 解释质量动力系数的概念。在计算自振周期和地震作用时动力系数如何取值？

8.9 为什么在计算柱列刚度时要对墙体刚度进行折减？

8.10 简化的空间结构计算模型引入了哪些基本假定？每条假定引入的目的是什么？

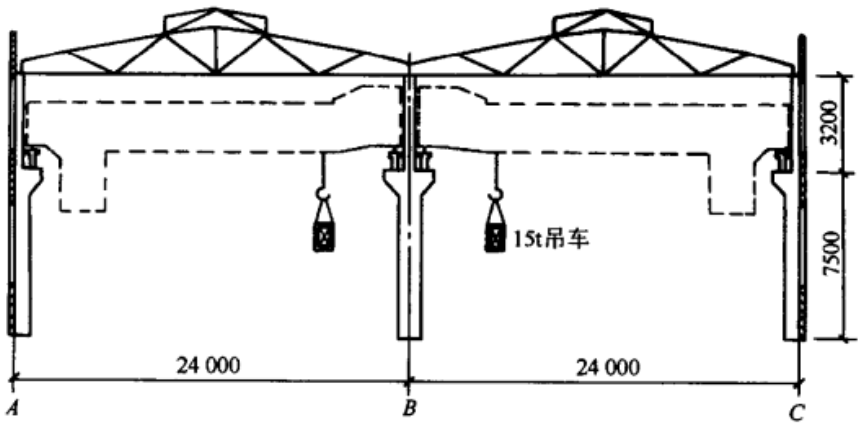
8.11 单层钢结构厂房与钢筋混凝土柱厂房抗震计算有哪些不同？

8.12 某双跨等高钢筋混凝土柱厂房(横剖面见下图)，试按修正刚度法进行纵向抗震计算。

厂房的基本数据如下：厂房柱距 6m，纵向 10 个开间，总长 60m；每跨设有一台 15t 中级工作制吊车，吊车梁为先张法预应力混凝土构件，截面高度 900mm；屋盖为大型钢筋混凝土屋面板、24m 跨钢筋混凝土折线型屋架；围护墙为 240 砖墙，采用 MU7.5 黏土砖和 M5.0 混合砂浆；柱间支撑采用 A3 型钢，支撑斜杆长细比为 60；设防烈度 8 度，设计基本加速度为 0.30g，Ⅱ类场地，设计地震分组为第一组，结构阻尼比可取为 0.05。

其他已知数据：计算自振周期时，集中到各柱列顶处的重力荷载为 $G_1=G_3=4150\text{kN}$，$G_2=7230\text{kN}$；计算地震作用时，集中到各柱列顶处的重力荷载为 $G_1=G_3=4630\text{kN}$，$G_2=7380\text{kN}$，集中到各柱列牛腿面高度处的重力荷载为 $G_{c1}=G_{c3}=900\text{kN}$，

$G_{c2}=1490\text{kN}$。边柱列纵向刚度统计结果为：外纵墙 $K_w=109\ 340\text{kN/m}$，支撑 $K_b=21\ 230\text{kN/m}$，柱子 $\sum K_c=4510\text{kN/m}$；中柱列刚度统计结果为：$K_b=43\ 100\text{kN/m}$，$\sum K_c=4620\text{kN/m}$。



题 8.12 图　双跨等高厂房横剖面

第九章　隔震与消能减震设计

9.1　结构振动控制概述

结构振动控制就是通过在结构上安装耗能或减振装置减轻或抑制结构由于动力荷载引起的响应。该技术在机械、宇航、船舶等领域已得到广泛应用，而在土木工程界的研究则始于1972年美籍华裔学者姚治平(Yao J. T. P.)对结构控制这一概念的首次提出。此后，结构振动控制技术得到了迅速发展，目前已经成为结构工程学科中一个十分活跃的研究领域。近30年的理论和实践表明：结构振动控制可以有效地减轻结构在风和地震作用下的反应和损伤，有效地提高结构的抗震能力和防灾性能。

传统的抗震策略是被动地依靠结构自身的抵抗能力，这必须以加大杆件截面、造成较多材料消耗为代价。由于地震作用的随机性，可能超出人们估计的范围而使结构产生严重破坏或倒塌。因此，合理有效的抗震途径是对结构施行振动控制技术，由控制机构与结构共同承受地震作用，以调谐和减轻结构的地震反应。结构振动控制主要可分为基础隔震、被动耗能减震、主动和半主动控制、混合控制，以及近年来发展起来的智能控制。

1. 基础隔震

基础隔震就是在上部结构与基础之间设置某种隔震消能装置，以减小地震能量向上部的传输，从而达到减小上部结构振动的目的。早在1890年，德国人Bechtold就提出采用滚球作为隔震基础，并申请了美国专利。1909年，英国医生Calantarients提出了用滑石粉层将房屋与基础隔开的隔震方法，获得美国专利。20世纪60年代叠层橡胶垫的应用使基础隔震技术进入了实用化时代，最早采用天然橡胶隔震垫的隔震建筑大概是南斯拉夫斯考比市的柏斯坦劳奇小学(1969年)。由于隔震技术的发展历史比较长，因此它是目前应用最广泛，也是最成熟的一项结构控制技术。

2. 被动耗能减震

被动耗能减震是一种不需要外部能源的结构控制技术，一般是指在结构的某些部位附加耗能装置或子结构系统，或对结构自身的某些构件做构造上的处理以改变结构体系的动力特性。被动控制因其构造简单、造价低、易于维护且无需外部能源支持等优点而引起了广泛的关注，并成为目前应用开发的热点，许多被动控制技术已日趋成熟，并已在实际工程中得到应用。目前常用的耗能吸能减震装置有：金属屈服阻尼器、摩擦阻尼器、铅阻

尼器、黏弹性阻尼器、黏性液体阻尼器、调谐质量阻尼器和调谐液体阻尼器等。

3. 主动控制

主动控制是指应用现代控制技术，对输入的外部激励和结构反应实现联机实时监测，再按照分析计算结果应用伺服加力装置对结构施加控制力，实现自动调节，使结构在地震和其他动力作用下的响应控制在允许的范围以内，以达到保护结构和设备免遭损伤的目的。主动控制是一种需要外部能源驱动的结构控制技术，主动控制装置通常由传感器、计算机和驱动设备三部分构成，其主要工作原理为：利用传感器监测结构的动力响应和外部激励，将监测的信息送入计算机内，计算机根据给定的算法计算出应施加的控制力的大小，最后由外部能源驱动，控制系统产生所需的力。如果传感器仅测量结构响应的信号，称控制系统为闭环控制；如果传感器仅测量外部激励的信号，称控制系统为开环控制；如果传感器同时测量结构响应和外部激励的信号，则称控制系统为开-闭环控制。目前研究中常用的主动控制系统有：主动质量阻尼器、主动拉索系统、主动支撑系统、主动空气动力挡风板系统和主动气体脉冲发生器控制系统等。

4. 半主动控制

半主动控制是以被动控制为基础，利用控制机构来主动调节系统内部的参数，对被动控制系统的工作状态进行切换，使结构控制处于最优状态。半主动控制所需的外部能量比主动控制小得多。与主动控制相比，半主动控制更容易实施而且也更为经济，而控制效果又与主动控制相近，因此半主动控制具有很好的工程应用潜力。半主动控制往往采用开关控制或称为“0-1”控制，通过开关改变控制器的工作状态，从而改变结构的动力特性。目前，较为典型的半主动控制装置有：可变刚度系统、可变阻尼系统、主动调谐参数质量阻尼系统、可控摩擦式隔震系统等。

5. 混合控制

混合控制是主动控制和被动控制的联合应用，使其协调起来共同工作。这种控制系统充分利用了被动控制与主动控制各自的优点，它既可以通过被动控制系统大量耗散振动能量，又可以利用主动控制系统来保证控制效果，比单纯的主动控制能节省大量的能量，因此有着良好的工程应用价值。世界上第一个安装混合质量阻尼器(HMD)控制系统的建筑是日本东京清水公司技术研究所的七层大楼(1991 年)。目前在日本已建成的 20 多栋主动控制房屋中绝大多数采用混合控制方式，其中最高的是 1993 年建成的横滨三菱重工界碑塔(Land Mark Tower)，70 层，296m 高，主体为钢结构，在顶层用了两个吊重通过伺服马达加控制力。我国的南京电视塔也采用了主动质量阻尼器(AMD)与被动调谐液体阻尼系统(TLD)相结合的混合控制体系来控制结构的风振反应。目前混合控制装置主要有：主动质量阻尼系统(AMD)与调谐质量阻尼系统(TMD)或调谐液体阻尼系统(TLD

或 TLCD)相结合的混合控制,主动控制与阻尼耗能相结合的混合控制,主动控制与基础隔震相结合的混合控制等。

6. 智能控制

结构振动的智能控制是国际振动控制研究的前沿领域。由智能材料制成的智能可调阻尼器和智能材料驱动器构造简单、调节驱动容易、耗能小、反应迅速、几乎无时滞,在结构主动控制、半主动控制、被动控制中有广阔的应用前景。适合于土木工程振动控制的智能材料有电流变液(ER)、磁流变液(MR)、压电材料(PZ)、形状记忆合金(SMA)和磁致伸缩材料等。目前,国内外在结构智能控制方面的研究主要集中在智能阻尼器或驱动器的性能,以及对建筑结构的模型试验研究上,今后尚需在其实用技术方面加强研究。

在以上各项减震技术中,基础隔震和被动耗能减震是目前发展比较成熟的结构控制技术。许多国家,如美国、日本,陆续出台了与之相应的规范或标准,这标志着这些技术进入了推广应用的实用化阶段。我国在新修订的《建筑抗震设计规范》(GB50011-2001)中也增加了隔震和消能减震的设计内容。本章重点讲述结构隔震和被动耗能减震的思想、原理和设计方法。

9.2 隔震设计

9.2.1 隔震的基本原理及设计要求

1. 隔震结构与传统抗震结构的区别

传统建筑通常与基础牢牢地连接在一起,地震波携带的能量通过基础直接传递到上部结构,进入到上部结构的能量被转化为结构的动能和变形能。在此过程中,当结构的总变形能超越了结构自身的某种承受极限时,建筑物便发生损坏甚至倒塌。

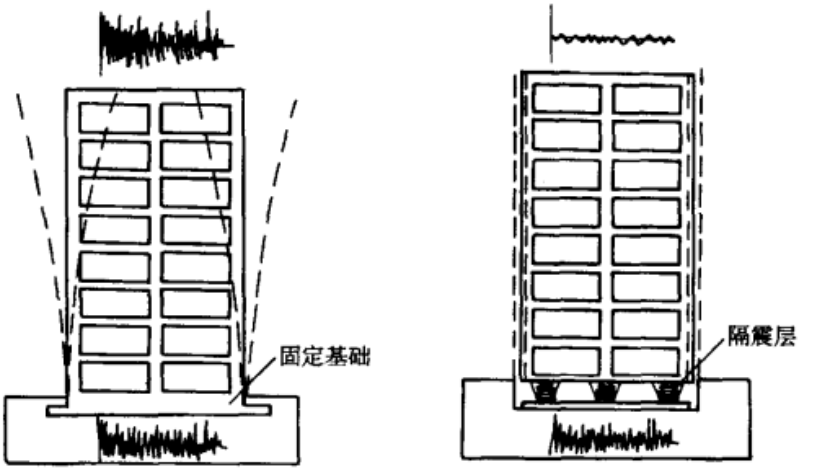
隔震建筑物是在基础与上部结构之间设置由隔震器、阻尼器等组成的隔震层,隔离地震能量向上部结构的传递,减少输入到上部结构的地震能量,降低上部结构的地震反应,达到预期的防震要求。地震时,隔震结构的震动和变形均可只控制在较轻微的水平,从而使建筑物的安全得到更可靠的保证。表 9.1 列出了隔震设计和传统设计在设计理念上的区别。

表 9.1 隔震房屋与传统抗震房屋设计理念对比

	传统抗震房屋	隔震房屋
结构体系	加强上部结构与基础的连接	削弱上部结构与基础的连接
设计思想	提高结构自身的抗震能力	隔离地震能量的输入
方法措施	强化结构刚度和延性	滤波

隔震房屋与传统抗震房屋在地震作用下的反应对比示于图 9.1。由于隔震装置的水平刚度远远小于上部结构的层间水平刚度，所以，上部结构在地震中的水平变形，从传统抗震结构的“放大晃动型”变为隔震结构的“整体平动型”；从激烈的、由下到上不断放大的晃动变为只做长周期的、缓慢的、整体水平平动；从有较大的层间变位变为只有很微小的层间变位，因而上部结构在强地震中仍处于弹性状态。

隔震体系能够减小结构的水平地震作用，已被理论和国外强震记录所证实。国内外的大量试验和工程经验表明：隔震一般可使结构的水平地震作用降低 60%左右，从而消除或有效地减轻结构和非结构的地震损坏，提高建筑物及其内部设施、人员在地震时的安全性，增强震后建筑物继续使用的能力。



(a) 传统结构(放大晃动型)　　(b) 隔震结构(整体平动型)

图 9.1　隔震房屋与传统抗震房屋的反应对比

2. 隔震原理

在结构与基础之间设置隔震装置主要通过两种途径减少上部结构在地震作用下的反应：①延长结构的自振周期；②增加结构的阻尼。图 9.2 所示为结构的加速度反应谱，从图中可以看出，延长结构的自振周期可以有效地减小结构的地震加速度反应，从而减小结构受到的地震作用。使用橡胶支座等隔震体系即可达到增加结构柔性、延长结构自振周期的目的。但是，随着结构自振周期的延长，结构与基础之间的相对位移也同时增加。为解决此问题，可在隔震装置中增设阻尼耗能元件来消耗地震的能量，从而减小结构的振动。如图 9.3 所示，通过加大阻尼，可使地震引起的位移反应得到明显的减小。目前，增加结构阻尼最有效和实用的方法是利用滞回能量。图 9.4 为隔震装置典型的力-位移滞回曲线，这条曲线所包围的面积为运动一周的能量耗散，曲线的包络面积越大，隔震装置的耗能能力越好。

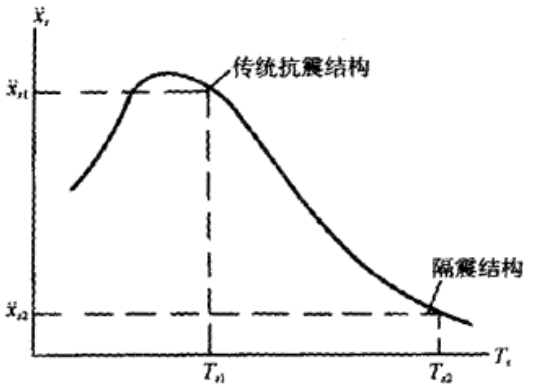


图 9.2　结构加速度反应与自振周期的关系

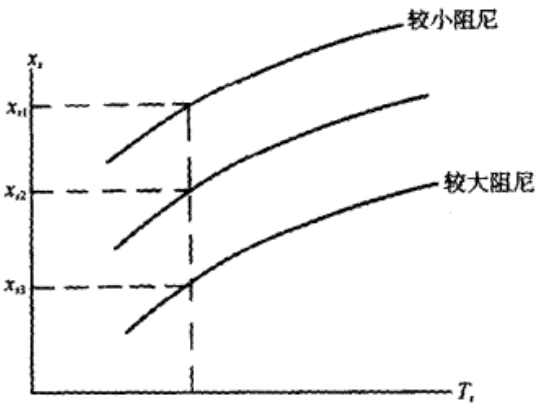


图 9.3　结构位移反应与阻尼的关系

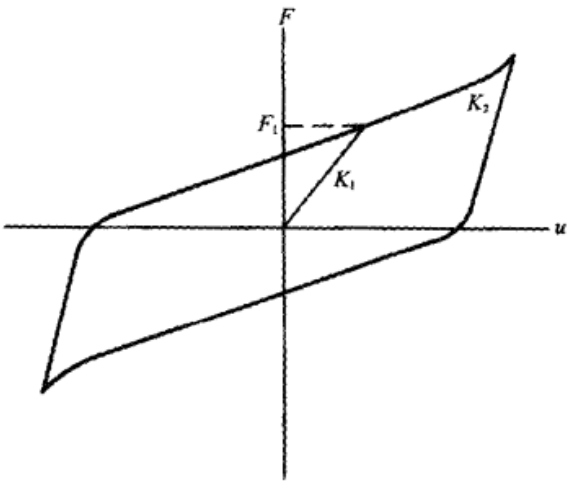


图 9.4　隔震装置的力-位移滞回曲线

3. 隔震装置的设计要求

隔震结构体系包括上部结构、隔震装置和下部结构三部分。为了达到理想的减震效果，同时保证结构体系的安全性和适用性，隔震装置或体系的设计应满足如下基本要求。

(1) 应具有安全可靠的竖向承载能力，确保结构在使用状态下的安全和满足使用要求。

(2) 应具有可变的水平刚度特性。在微小地震时，具有足够的水平刚度保持上部结构与下部支承整体工作；在强烈地震时，水平刚度较小，形成滑动隔震层，隔离地震向上部结构的传输。

(3) 应能提供较好的阻尼耗能能力。

(4) 应具有良好的复位功能，使隔震结构体系在地震中能瞬时自动复位，地震后上部

结构回复至初始状态，满足正常使用要求。

（5）应具有良好的抗疲劳和抗老化能力，较好的耐久性和耐火性能。

9.2.2 隔震装置简介

1. 夹层橡胶隔震垫

夹层橡胶隔震垫由薄板橡胶与薄钢板分层交替叠合，经高温流化黏结而成，如图 9.5 所示。由于薄钢板对橡胶板横向变形产生约束，而使夹层橡胶垫具有非常大的竖向刚度。在水平刚度方面，薄钢板不影响橡胶板的水平变形，因而保持了橡胶固有的柔韧性。夹层橡胶隔震垫主要是通过增加结构系统的柔性、提高结构的周期来达到减震和隔震的目的。普通夹层橡胶隔震垫一般都是用天然橡胶或氯丁二乙烯橡胶制造，它只具有弹性性质，本身并无显著的阻尼性能。常用橡胶垫板的材料性能见表 9.2。

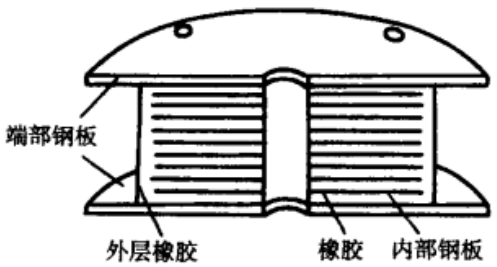


图 9.5　夹层橡胶隔震垫

表 9.2　胶料的物理机械性能

胶料类型	硬度（邵氏）	扯断力 /MPa	伸长率 /%	300%拉伸强度 /Mpa	扯断永久变形 /%	适用温度 不低于
天然橡胶	60±5	≥18.63	≥500	≥8.82	≤20	−40℃
氯丁橡胶	60±5	≥18.63	≥450	≥7.84	≤25	−25℃

2. 铅芯橡胶支座

铅芯橡胶支座是在普通夹层橡胶支座的中部竖向地灌入铅棒而形成，如图 9.6 所示。它有效改善了普通橡胶支座本身只有弹性性质，而无显著阻尼的性能。铅芯橡胶支座的吸能效果主要是利用铅芯弹塑性变形来达到。由于铅棒的屈服强度较低（约为 7MPa），并在弹塑性变形条件下具有较好的疲劳性，因而被认为是一种较理想的阻尼耗能材料。

通过灌入铅棒可提高支座的早期刚度，对于控制风反应和抵抗地基的微振动有利。试验表明，铅芯橡胶支座的初始剪切刚度约为普通橡胶支座的 10 倍，而屈服后的剪切刚度则与普通橡胶支座接近。铅芯橡胶支座的屈服力 $F(\sigma)$ 与铅棒的面积有关，增大铅棒的面

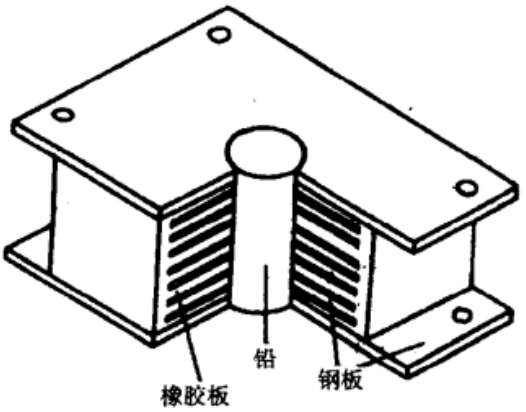


图 9.6　铅芯橡胶支座

积可以提高 $F(\sigma)$，从而提高耗能效果：

$$F(\sigma) = \sigma A_p + K_r X \tag{9.1}$$

式中　σ=10.5MPa；

A_p——铅芯的面积；

K_r——夹层橡胶支座的剪切刚度；

X——铅芯橡胶支座的最大位移。

由于铅芯橡胶支座结合了夹层橡胶支座和铅阻尼器的特点，在地震激励下具有较小的水平刚度和较大的阻尼特性，因而被广泛地应用于实际结构。但研究表明，这种支座受地震波的频率影响较大，对于具有低频率特性的地震波，安装铅芯橡胶支座反而会放大结构的地震响应，产生对抗震的不利作用，这一点在应用时应引起注意。

除铅芯橡胶支座外，也可采用黏性材料芯或利用高阻尼的橡胶材料，使夹层橡胶垫具有足够的阻尼比。

3. 聚四氟乙烯支座

聚四氟乙烯支座是一种滑动摩擦隔震体系，其工作原理是：用聚四氟乙烯作为结构和支承面之间摩擦滑动层的涂层，提供预定的摩擦系数，在轻微地震时，结构在静摩擦力作用下仍能固结在支承上，而当强震发生时，静摩擦力被克服，结构和支承面之间作摩擦滑移，从而有效地控制地面传到上部结构的地震作用，减少结构的地震响应。

试验研究表明，滑动速度以及竖向压力的大小对聚四氟乙烯支座的摩擦系数影响较大。在滑动速度增加到一定值时，滑动摩擦系数不受滑动速度的影响，其摩擦系数的近似公式可表示为

$$f_s = f_{\max} - (f_{\max} - f_{\min})e^{-a|\dot{u}|} \tag{9.2}$$

式中　$f_{\max}$——高速滑动时的摩擦系数；

f_{min}——低速滑动时的摩擦系数；

a——考虑竖向压力与摩擦面条件的系数；

$\dot{u}$——滑动速度。

纯滑动摩擦隔震体系的最大优点是它对输入地震波的频率不敏感，隔震范围较广泛，但这种装置不易控制上部结构与隔震装置间的相对位移。

4. 回弹滑动隔震系统

为了解决滑动隔震系统上部结构与滑动装置之间位移过大的问题，20 世纪 80 年代末国外提出了回弹滑动隔震系统。该系统由一组重叠放置又相互滑动的带孔四氟薄板和一个中央橡胶核、若干个卫星橡胶核组成，如图 9.7 所示。卫星橡胶核的作用是对四氟薄板间的滑动位移与滑动速度沿支座高度加以分配，防止出现某些局部的过度位移，并且向滑动位移提供恢复力。四氟薄板间的摩擦力对结构起着风控制和抗地基微振动的作用。当结构受低水平力激励时，摩擦力能阻止结构与支承间的相对运动。当地基震动超过一定程度后，水平荷载超过静摩擦力，结构与支座接触面开始滑动，橡胶核发生变形，提供向平衡位置的恢复力，而地震能量的相当一部分被四氟薄板间的摩擦所消耗。

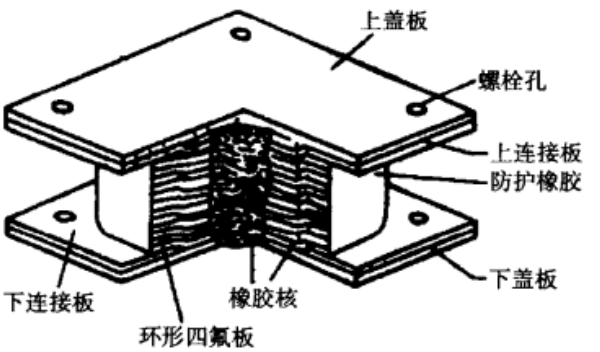


图 9.7　回弹滑动隔震装置

回弹滑动隔震装置是靠橡胶核提供向平衡位置的恢复力，以控制过大的相对位移，而通过摩擦来消耗地震能量，因此具有两者的优点。通过调整四氟乙烯板之间的摩擦系数和中央橡胶核的直径能达到较好的隔震性能。

5. 摩擦摆隔震体系

摩擦摆隔震体系是依靠重力复位的滑动摩擦隔震机构，如图 9.8 所示。其概念从单摆运动演变而来，当摩擦锤偏离平衡位置时，如同弹簧一样受到一个弹性恢复力，其弹性刚度为 $k=W/R$，而基本周期为 $T=2\pi\sqrt{R/g}$，式中 W 为摩擦锤承受的重力，R 是滑动球面的半径，g 是重力加速度。

当摩擦摆隔震体系支承的上部结构在地震作用下发生微小摆动时，摩擦阻尼消耗地

震能量，从而达到减震的效果。控制摩擦锤开始摆动的初始力的大小取决于摩擦面的材料。当地震力低于初始力时，摩擦摆隔震体系同普通非隔震体系相同，结构按非隔震周期振动。一旦地震力大于初始力，结构的动力反应受摩擦摆隔震体系控制，结构以摩擦摆隔震体系的周期振动。

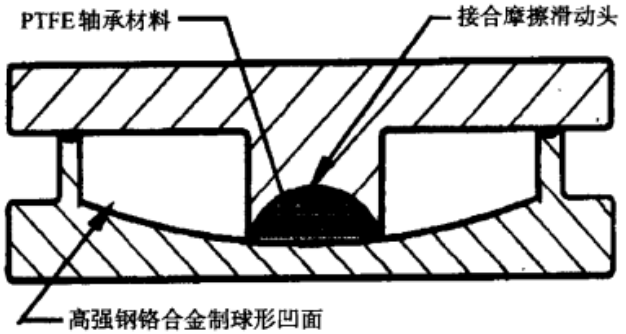


图 9.8　摩擦摆隔震体系

9.2.3　隔震结构的适用范围

隔震体系通过延长结构的自振周期减小结构的水平地震作用，其隔震效果与结构的高度和体型、结构的刚度与变形情况、场地条件等因素有关。在选择隔震方案时，应考虑以下因素：

(1) 隔震技术对体型基本规则的低层和多层建筑比较有效，对高层建筑的效果不大。隔震经验表明，不隔震时基本周期小于 1.0s 的建筑采用隔震方案效果最佳。建筑结构的基本周期可按如下估计：普通砌体房屋可取 0.4s；钢筋混凝土框架房屋可取 $T_1=0.075H^{3/4}$；钢筋混凝土抗震墙房屋可取 $T_1=0.05H^{3/4}$。

(2) 根据橡胶隔震支座抗拉性能差的特点，需限制非地震作用的水平荷载，结构的变形特点需符合剪切变形为主的要求，即满足本书第三章规定的高度不超过 40m 可采用底部剪力法计算的结构，以利于结构的整体稳定性。对高宽比大的结构，需进行整体倾覆验算，防止支座压屈或出现拉应力。

(3) 选用隔震方案时，建筑场地宜为Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ类，并应选用稳定性好的基础类型。国外对隔震工程的许多考察发现：硬土场地较适合于隔震房屋，软弱场地滤掉了地震波的中高频分量，延长结构的周期，将增大而不是减小其地震反应。

(4) 为保证隔震结构具有可靠的抗倾覆能力，风荷载和其他非地震作用的水平荷载标准值产生的总水平力不宜超过结构总重力的 10%。

就使用功能而言，隔震结构可用于：医院、银行、保险、通讯、警察、消防、电力等重要建筑；首脑机关、指挥中心以及放置贵重设备、物品的房屋；图书馆和纪念性建筑；一般工业与民用建筑等。

9.2.4 隔震结构的设计与计算

1. 动力分析模型

隔震结构的动力分析模型可根据具体情况采用单质点模型、多质点模型或空间模型。对基础隔震体系，其上部结构的层间侧移刚度通常远大于隔震层的水平刚度，地震中结构体系的水平位移主要集中在隔震层，上部结构只作水平整体平动，因此可近似将上部结构看作一个刚体，将隔震结构简化为单质点模型进行分析，此时其动力平衡方程为

$$M\ddot{x} + C_{eq}\dot{x} + K_h x = -M\ddot{x}_g \tag{9.3}$$

式中 M——上部结构的总质量；

C_{eq}——隔震层的等效阻尼系数；

K_h——隔震层的水平动刚度；

x、$\dot{x}$、$\ddot{x}$——分别为上部刚体相对于地面的位移、速度和加速度；

$\ddot{x}_g$——地面运动的加速度。

若要分析上部结构的细部地震反应，可以采用多质点模型或空间分析模型，它们可视为在常规结构分析模型底部加入隔震层简化模型的结果。图 9.9 为隔震结构的多质点模型计算简图，将隔震层等效为具有水平刚度 K_h、等效黏滞阻尼比 ζ_{eq} 的弹簧。K_h、ζ_{eq} 分别由下面公式计算：

$$K_h = \sum K_j \tag{9.4}$$

$$\zeta_{eq} = \frac{\sum K_j \zeta_j}{K_h} \tag{9.5}$$

式中 K_j——第 j 个隔震支座的水平动刚度；

ζ_j——第 j 个隔震支座的等效黏滞阻尼比。

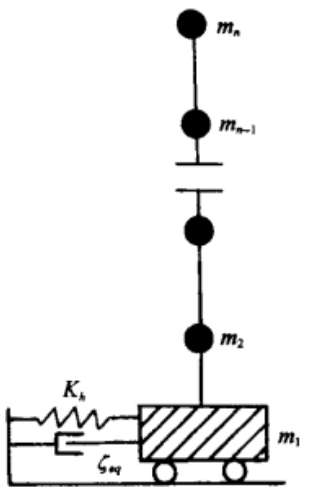


图 9.9 隔震结构计算简图

当隔震层有单独设置的阻尼器时，式(9.4)、式(9.5)中应包括阻尼器的等效刚度和相应的阻尼比。

当上部结构的质心与隔震层的刚度中心不重合时，应计入扭转变形的影响。隔震层顶部的梁板结构，对钢筋混凝土结构应作为其上部结构的一部分进行计算和设计。

2. 隔震层上部结构的抗震计算

隔震层上部结构的抗震计算可采用底部剪力法或时程分析法。采用时程分析法计算时，计算简图可采用剪切型结构模型(图 9.9)。输入地震波的反应谱特性和数量，应符合本书第四章的有关要求。计算结果宜取其平均值。当建筑物处于发震断层 10km 以内时，若输入地震波未考虑

近场影响，对甲、乙类建筑，计算结果尚应乘以近场影响系数：5km 以内取 1.5；5～10km 取 1.25。

采用底部剪力法时，隔震层以上结构的水平地震作用，沿高度可采用矩形分布，但应对反应谱曲线的水平地震影响系数最大值进行折减，即乘以“水平向减震系数”。由于隔震支座并不隔离竖向地震作用，因此竖向地震影响系数最大值不应折减。确定水平地震作用的水平向减震系数应按下列规定确定：

(1) 一般情况下，水平向减震系数应通过结构隔震与非隔震两种情况下各层最大层间剪力的比值按表 9.3 确定。隔震与非隔震两种情况下的层间剪力计算，宜采用多遇地震作用下的时程分析。

水平向减震系数的取值不宜低于 0.25，且隔震后结构的总水平地震作用不得低于非隔震结构在 6 度设防时的总水平地震作用。

表 9.3　层间剪力最大比值与水平向减震系数的对应关系

层间剪力最大比值	0.53	0.35	0.26	0.18
水平向减震系数	0.75	0.50	0.38	0.25

(2) 对于砌体及与其基本周期相当的结构，水平向减震系数可采用下述方法简化计算：

1) 砌体结构的水平向减震系数可根据隔震后整个体系的基本周期按下式确定：

$$\psi = \sqrt{2}\,\eta_2\left(\frac{T_{gm}}{T_1}\right)^{\gamma} \tag{9.6}$$

2) 与砌体结构周期相当的结构，其水平向减震系数可根据隔震后整个体系的基本周期按下式确定：

$$\psi = \sqrt{2}\,\eta_2\left(\frac{T_g}{T_1}\right)^{\gamma}\left(\frac{T_0}{T_g}\right)^{0.9} \tag{9.7}$$

式中　ψ——水平向减震系数；

η_2——地震影响系数的阻尼调整系数，根据隔震层等效阻尼按第三章式(3.25)确定；

γ——地震影响系数的曲线下降段衰减指数，根据隔震层等效阻尼按第三章式(3.26)确定；

T_{gm}——砌体结构采用隔震方案时的设计特征周期，根据本地区所属的设计地震分组按第三章表 3.3 确定，但小于 0.4s 时应按 0.4s 采用；

T_g——特征周期；

T_0——非隔震结构的计算周期，当小于特征周期时应采用特征周期的数值；

T_1——隔震后体系的基本周期：对砌体结构，不应大于 2.0s 和 5 倍特征周期值的较大值；对与砌体结构周期相当的结构，不应大于 5 倍特征周期值。

砌体结构及与其基本周期相当的结构，隔震后体系的基本周期可按下式计算：

$$T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{G}{K_h g}} \tag{9.8}$$

式中 G——隔震层以上结构的重力荷载代表值；

K_h——隔震层的水平动刚度，按式(9.4)确定；

g——重力加速度。

3. 隔震层的设计与计算

(1) 设计要求。

隔震层宜设置在结构第一层以下的部位，其橡胶隔震支座宜设置在受力较大的位置，间距不宜过大，其规格、数量和分布应根据竖向承载力、侧向刚度和阻尼的要求通过计算确定。隔震层在罕遇地震下应保持稳定，不宜出现不可恢复的变形。隔震支座应进行竖向承载力的验算和罕遇地震下水平位移的验算。

(2) 橡胶隔震支座平均压应力限值和拉应力规定。

橡胶支座的压应力限值是保证隔震层在罕遇地震作用下强度和稳定的重要指标，它是设计或选用隔震支座的关键因素之一。《建筑抗震设计规范》规定，橡胶隔震支座在永久荷载和可变荷载作用下组合的竖向平均压应力设计值，不应超过表 9.4 的规定，且在罕遇地震作用下不宜出现拉应力。

表 9.4 橡胶隔震支座平均压应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
平均压应力限值/MPa	10	12	15

注：1) 平均压应力设计值应按永久荷载和可变荷载组合计算，对需验算倾覆的结构应包括水平地震作用效应组合；对需进行竖向地震作用计算的结构，尚应包括竖向地震作用效应组合。

2) 当橡胶支座的第二形状系数(有效直径与各橡胶层总厚度之比)小于 5.0 时应降低平均压应力限值：小于 5 不小于 4 时降低 20%，小于 4 不小于 3 时降低 40%。

3) 外径小于 300mm 的橡胶支座，其平均压应力限值对丙类建筑为 12MPa。

规定隔震支座中不宜出现拉应力，主要是考虑以下因素：

1) 橡胶受拉后内部出现损伤，降低了支座的弹性性能。

2) 隔震支座出现拉应力，意味着上部结构存在倾覆危险。

3) 橡胶支座在拉伸应力下滞回特性的实物实验尚不充分。

(3) 隔震支座的水平剪力。

隔震支座的水平剪力应根据隔震层在罕遇地震作用下的水平剪力按各隔震支座的水平刚度分配。当考虑扭转时，尚应计及隔震支座的扭转刚度。

隔震层在罕遇地震下的水平剪力宜采用时程分析法计算。对砌体结构及与其基本周期相当的结构，可按下式计算：

$$V_c = \lambda_s \alpha_1(\zeta_{eq}) G \tag{9.9}$$

式中 V_c——隔震层在罕遇地震下的水平剪力；

λ_s——近场系数，甲、乙类建筑距发震断层 5km 以内取 1.5，5～10km 取 1.25，10km 以外取 1.0，丙类建筑可取 1.0；

$\alpha_1(\zeta_{eq})$——罕遇地震下的地震影响系数值，可根据隔震层参数，按本书第三章的有关规定计算。

(4) 隔震支座在罕遇地震作用下的水平位移验算。

隔震支座在罕遇地震作用下的水平位移，应符合下列要求：

$$u_i \leqslant [u_i] \tag{9.10}$$

$$u_i = \beta_i u_c \tag{9.11}$$

式中 u_i——罕遇地震作用下，第 i 个隔震支座考虑扭转的水平位移；

$[u_i]$——第 i 个隔震支座的水平位移限值，对橡胶隔震支座，不应超过该支座有效直径的 0.55 倍和支座各橡胶层总厚度 3.0 倍二者的较小值；

u_c——罕遇地震下隔震层质心处或不考虑扭转的水平位移；

β_i——第 i 个隔震支座扭转影响系数。

罕遇地震下隔震层的水平位移宜采用时程分析法计算。对砌体结构及与其基本周期相当的结构，隔震层质心处在罕遇地震下的水平位移可按下式计算：

$$u_c = V_c / K_h \tag{9.12}$$

式中 V_c、K_h——分别由式(9.9)和式(9.4)确定。

隔震支座的扭转影响系数，应取考虑扭转和不考虑扭转时第 i 支座计算位移的比值。当隔震支座的平面布置为矩形或接近矩形时，可按下列方法确定：

1) 当隔震层以上结构的质心与隔震层刚度中心在两个主轴方向均无偏心时，边支座的扭转影响系数不宜小于 1.15。

2) 仅考虑单向地震作用的扭转时，扭转影响系数可按下式估计(参见图 9.10)：

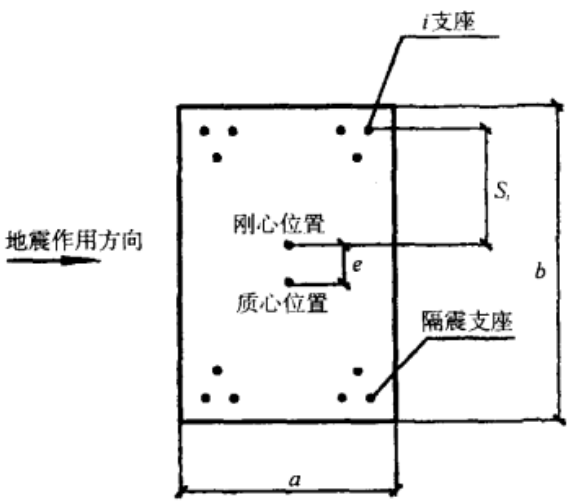


图 9.10 扭转计算示意图

$$\beta_i = 1 + \frac{12es_i}{a^2 + b^2} \tag{9.13}$$

式中 e——上部结构质心与隔震层刚度中心在垂直于地震作用方向的偏心距；

s_i——第 i 个隔震支座与隔震层刚度中心在垂直于地震作用方向的距离；

a、b——隔震层平面的两个边长。

对边支座，其扭转影响系数不宜小于 1.15；当隔震层和上部结构采取有效的抗扭措施后或扭转周期小于平动周期的 70%，扭转影响系数可取 1.15。

3）同时考虑双向地震作用的扭转时，可仍按式(9.13)计算，但式中的偏心距应采用下列公式中的较大值替代：

$$e = \sqrt{e_x^2 + (0.85e_y)^2} \tag{9.14}$$

$$e = \sqrt{e_y^2 + (0.85e_x)^2} \tag{9.15}$$

式中 e_x——y 方向地震作用时的偏心距；

e_y——x 方向地震作用时的偏心距。

对边支座，其扭转影响系数不宜小于 1.2。

4. 基础及隔震层以下结构的设计

隔震层以下结构(包括地下室)的地震作用和抗震验算，应采用罕遇地震下隔震支座底部的竖向力、水平力和力矩进行计算。

基础设计时不考虑隔震产生的减震效应，隔震建筑地基基础的抗震验算和地基处理仍应按本地区抗震设防烈度进行，甲、乙类建筑的抗液化措施应按提高一个液化等级确定，直至全部消除液化沉陷。

5. 竖向地震作用的计算

考虑到隔震层不能隔离结构的竖向地震作用，隔震结构的竖向地震作用可能大于水平地震作用，因此，竖向地震的影响不可忽略。

《建筑抗震设计规范》规定，当抗震设防烈度为 9 度时，或 8 度且水平向减震系数为 0.25 时，隔震层以上的结构应进行竖向地震作用的计算；当抗震设防烈度为 8 度且水平向减震系数不大于 0.5 时，宜进行竖向地震作用的计算。隔震层以上结构竖向地震作用标准值计算时，可将各楼层视为质点，按第三章式(3.112)计算。其竖向地震作用标准值，8 度和 9 度时分别不应小于隔震层以上结构总重力荷载代表值的 20%和 40%。

对砌体结构，当墙体截面抗震验算时，其砌体抗震抗剪强度的正应力影响系数，宜按减去竖向地震作用效应后的平均压应力取值。

9.2.5 隔震结构的构造要求

隔震结构应满足如下构造要求：

(1) 隔震层应提供必要的竖向承载力、侧向刚度和阻尼；穿过隔震层的设备配管、配线，应采用柔性连接或其他有效措施适应隔震层的罕遇地震水平位移。

(2) 隔震层以上结构应采取不阻碍隔震层在罕遇地震下发生大变形的下列措施：

1) 上部结构的周边应设置防震缝，缝宽不宜小于各隔震支座在罕遇地震下的最大水平位移值的 1.2 倍。

2) 上部结构(包括与其相连的任何构件)与地面(包括地下室和与其相连的构件)之间，宜设置明确的水平隔离缝；当设置水平隔离缝确有困难时，应设置可靠的水平滑移垫层。

3) 在走廊、楼梯、电梯等部位，应无任何障碍物。

(3) 隔震层顶部应设置梁板式楼盖，隔震层与上部结构的连接，应符合下列规定：

1) 应采用现浇或装配整体式混凝土板。现浇板厚度不宜小于 140mm；配筋现浇面层厚度不应小于 50mm。隔震支座上方的纵、横梁应采用现浇钢筋混凝土结构。

2) 隔震层顶部梁板的刚度和承载力，宜大于一般楼面梁板的刚度和承载力。

3) 隔震支座附近的梁、柱应计算冲切和局部承压，加密箍筋并根据需要配置网状钢筋。

(4) 隔震支座和阻尼器的连接构造，应符合下列要求：

1) 隔震支座和阻尼器应安装在便于维护人员接近的部位。

2) 隔震支座与上部结构、基础结构之间的连接件，应能传递罕遇地震下支座的最大水平剪力。

3) 隔震墙下隔震支座的间距不宜大于 2.0m。

4) 外露的预埋件应有可靠的防锈措施。预埋件的锚固钢筋应与钢板牢固连接，锚固钢筋的锚固长度宜大于 20 倍锚固钢筋直径，且不应小于 250mm。

9.3 消能减震设计

9.3.1 消能减震原理

结构消能减震技术是在结构的抗侧力构件中设置消能部件，这些部件通常由阻尼器、耗能支撑等组成。当结构承受地震作用时，消能部件产生弹塑性滞回变形，吸收并消耗地震输入结构中的能量，以减少主体结构的地震响应，从而避免结构的破坏或倒塌，达到减震控震的目的。装有消能装置的结构称为消能减震结构。

消能减震的原理可以从能量的角度来描述，如图 9.11 所示，结构在地震中任意时刻

的能量方程为：

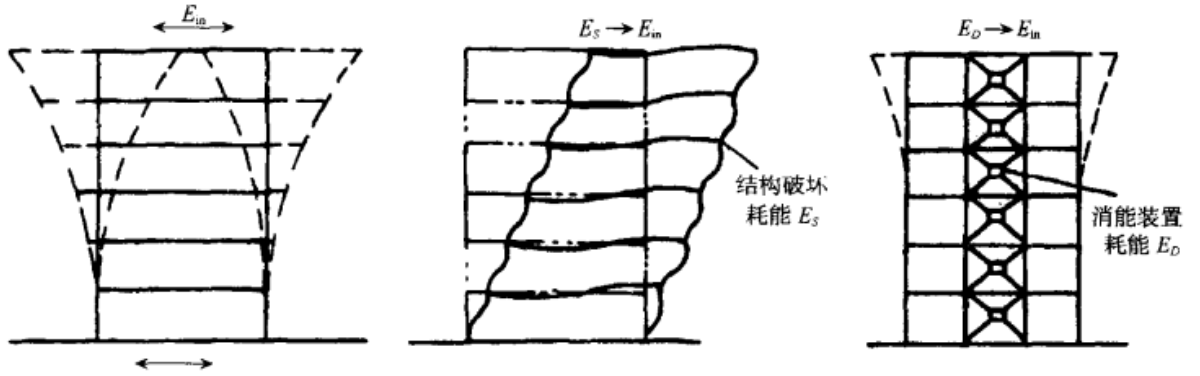


图 9.11　结构能量转换途径对比

传统抗震结构：

$$E_{in} = E_V + E_K + E_C + E_S \tag{9.16}$$

消能减震结构：

$$E_{in} = E_V + E_K + E_C + E_S + E_D \tag{9.17}$$

式中　E_{in}——地震过程中输入结构体系的能量；

E_V——结构体系的动能；

E_K——结构体系的弹性应变能(势能)；

E_C——结构体系本身的阻尼耗能；

E_S——结构构件的弹塑性变形(或损坏)消耗的能量；

E_D——消能(阻尼)装置或耗能元件耗散或吸收的能量。

在上述能量方程中，E_V 和 E_K 仅仅是能量转换，不产生耗能。E_C 只占总能量的很小部分(约 5%左右)，可以忽略不计。在传统的抗震结构中，主要依靠 E_S 消耗输入结构的地震能量。但结构构件在利用其自身弹塑性变形消耗地震能量的同时，构件本身将遭到损伤甚至破坏。某一结构构件耗能越多，则其破坏越严重。在消能减震结构体系中，消能(阻尼)装置或元件在主体结构进入非弹性状态前率先进入耗能工作状态，充分发挥耗能作用，消耗掉输入结构体系的大量地震能量，使结构本身需消耗的能量很少，这意味着结构反应将大大减小，从而有效地保护了主体结构，使其不再受到损伤或破坏。试验表明，消能装置可消耗地震总输入能量的 90%以上。

由于消能减震结构具有减震机理明确、减震效果显著、安全可靠、经济合理、适用范围广等特点，目前已被成功用于工程结构的减震控制中。

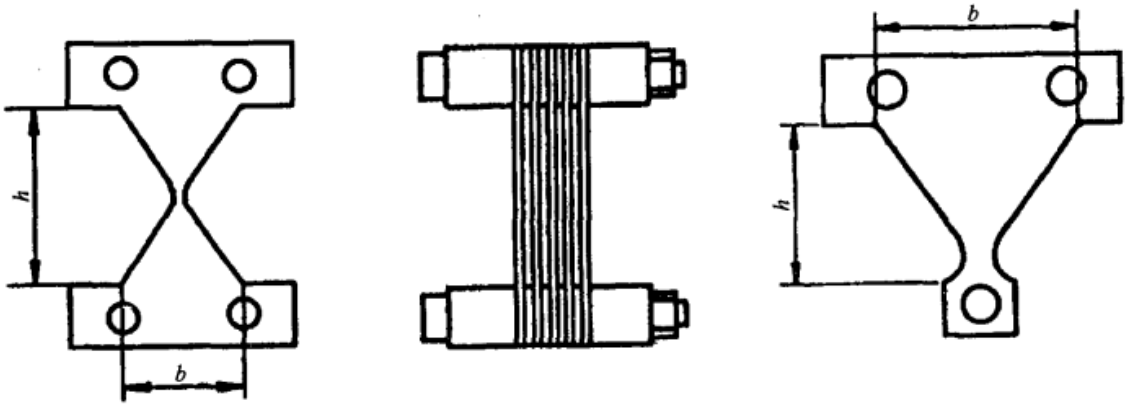
9.3.2　消能减震装置与部件

消能减震装置的种类很多，根据消能器耗能的依赖性可主要分为速度相关型(如黏弹

性阻尼器、黏性液体阻尼器)、位移相关型(如金属屈服阻尼器、摩擦阻尼器、铅挤压阻尼器)或其他类型。

1. 金属屈服阻尼器

金属屈服阻尼器是用软钢或其他软金属材料做成的各种形式的阻尼耗能器。它对结构进行振动控制的机理是将结构振动的部分能量通过金属的屈服滞回耗能耗散掉,从而达到减小结构反应的目的。金属屈服后具有良好的滞回性能,20 世纪 70 年代初,Kelly 等美国学者开始研究利用金属的这种性能来控制结构的动力反应,并提出了金属屈服阻尼器的几种形式,包括扭转梁、弯曲梁、U 形条耗能器等。随后,其他学者又相继提出许多形式各异的金属屈服阻尼器,比较典型的有 X 形板和三角形板阻尼器(图 9.12)。



(a) X形金属屈服阻尼器　　(b) 三角形金属屈服阻尼器

图 9.12　X 形板和三角形板金属屈服阻尼器

研究表明,金属屈服阻尼器具有滞回特性稳定、耗能能力大、低周疲劳性能好、长期性能可靠、对环境和温度的适应性强等优点,因此是一种很有前途的耗能器。图 9.13 所示为典型的金属屈服阻尼器的滞回曲线。从图可以看出,该曲线可用图 9.14 所示的双线性模

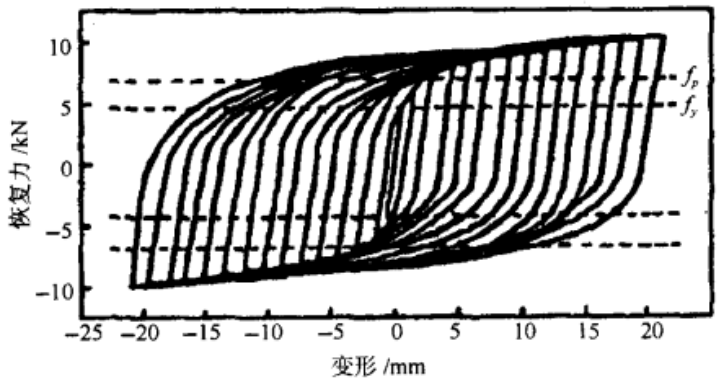


图 9.13　金属屈服阻尼器的滞回曲线

型很好地描述。

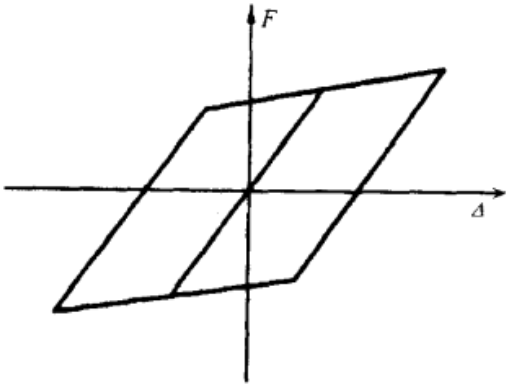


图 9.14　金属屈服阻尼器的双线性滞回模型

2. 摩擦阻尼器

摩擦阻尼器由受有预紧力的金属或其他固体元件构成，这些元件之间能够相互滑动并且产生摩擦力，其减震机理是通过摩擦耗能耗散结构的振动能量。摩擦阻尼器的发展始于 20 世纪 70 年代后期，目前国内外学者已陆续研制开发了多种摩擦阻尼器，如 Pall 摩擦阻尼器、筒式滑块摩擦阻尼器、钢丝绳摩擦阻尼器、摩擦滑动螺栓节点及摩擦剪切铰阻尼器等。摩擦阻尼器一般安装在结构支撑上，形成摩擦耗能支撑。

图 9.15 为由 Pall 和 Marsh 提出的十字形双向摩擦阻尼器，它是一可滑动而改变形状的机构。机构带有摩擦制动板，机构的滑移受板间摩擦力控制，而摩擦力取决于板间的挤压力，可以通过松紧节点板的高强螺栓来调节。该装置按正常使用荷载及小震作用下不发生滑动设计，而在强烈地震作用下，在主要结构构件尚未发生屈服时，装置即产生滑移以摩擦功耗散地震能量，并改变了结构的自振频率，从而使结构在强震中改变动力特性，达到减震目的。

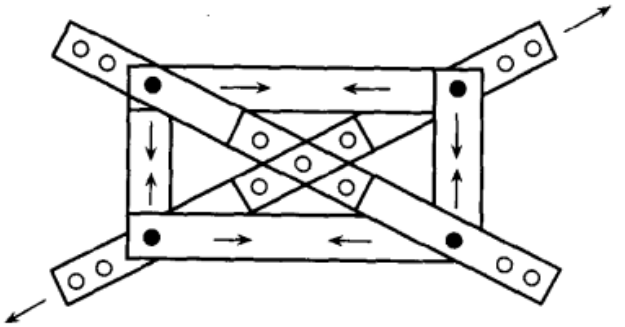


图 9.15　Pall 摩擦阻尼器

在摩擦阻尼器中，摩擦面的选择和处理是影响其耗能能力的重要因素。为了改善阻尼器的耗能特性，可以采用机械加工（如碾磨、喷砂）或化学处理方法改善摩擦面的摩擦特性，增大摩擦系数。此外，还可以在摩擦面间设置摩擦片，这样不但能使摩擦阻尼器具有更加稳定的工作性能和耗能能力，同时也可利用摩擦片自身的变形来耗散结构振动能量。

摩擦阻尼器具有很好的滞回特性，滞回环近似呈矩形且形状饱满，耗能能力强。同时其耗能特性还较少受荷载幅值、频率和循环次数的影响，工作性能稳定。计算分析时一般采用如图 9.16 所示的滞回模型。

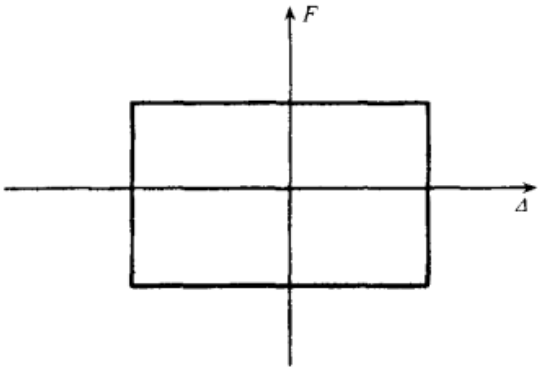


图 9.16　摩擦阻尼器的滞回模型

3. 铅挤压阻尼器

铅挤压阻尼器由外筒、可动轴和铅组成，如图 9.17 所示，这种阻尼器由新西兰的 Robinson 等首先提出。由于铅是一种结晶金属，当发生塑性变形时，其晶格被拉长并错动，此时一部分能量将转化为热能，另一部分能量为促进再结晶而消耗，使金属返回非变状态。结晶易在常温下进行，所耗时间极短且无疲劳现象，具备稳定的耗能能力。当结构变位使外壁筒与可动轴产生相对位移时，铅发生塑性流动，起到耗能阻尼的作用。

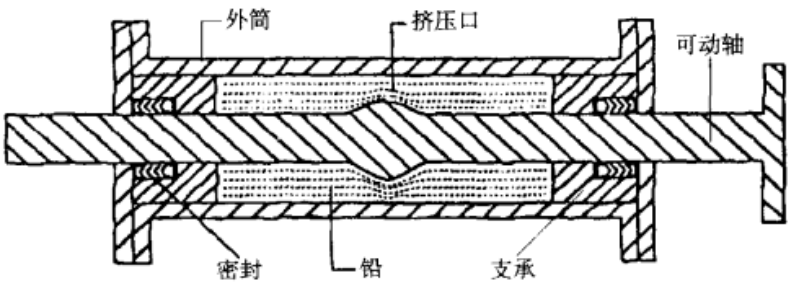


图 9.17　铅挤压阻尼器

铅挤压阻尼器具有“库仑摩擦”的特点，其滞回曲线基本呈矩形，如图 9.18 所示，分析时可采用图 9.16 的滞回模型。

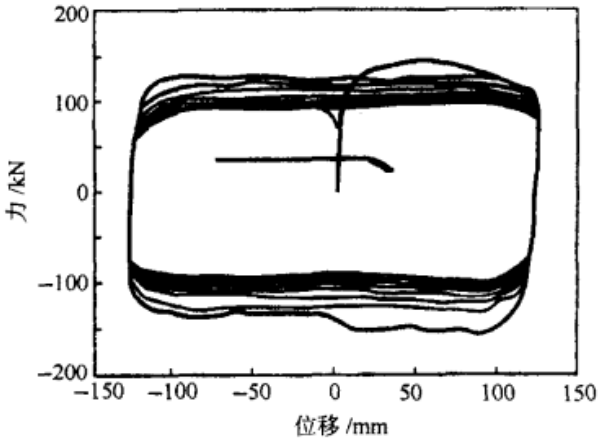


图 9.18　铅挤压阻尼器的滞回曲线

4. 黏弹性阻尼器

黏弹性阻尼器由黏弹性材料和约束钢板组成，典型的黏弹性阻尼器如图 9.19 所示。它由两个 T 形约束钢板夹一块矩形钢板组成，T 形约束钢板与中间钢板之间夹有一层黏弹性阻尼材料(通常用有机硅或其他高分子材料)。在反复轴向力作用下，约束 T 形钢板与中间钢板产生相对运动，使黏弹性材料产生往复剪切滞回变形，以吸收和耗散能量。

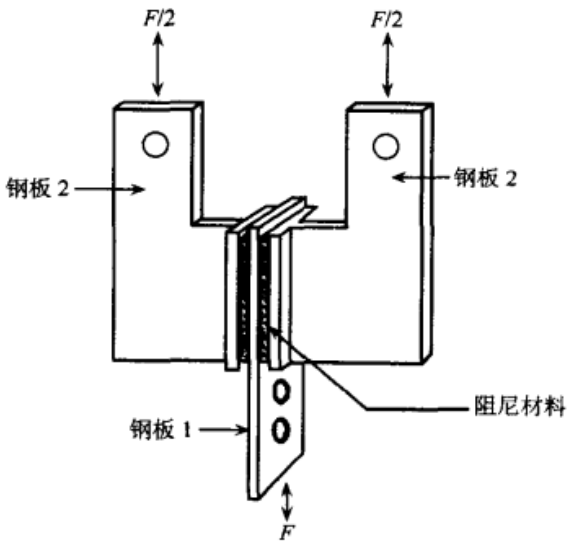


图 9.19　黏弹性阻尼器

图 9.20 为黏弹性阻尼器的典型滞回曲线。可以看出，其滞回环呈椭圆形，具有良好的耗能性能，它能同时提供刚度和阻尼。但黏弹性阻尼器的性能受到温度、频率和应变幅值的影响，有关研究结果表明，其耗能能力随着温度的增加而降低，随频率的减小而减弱。

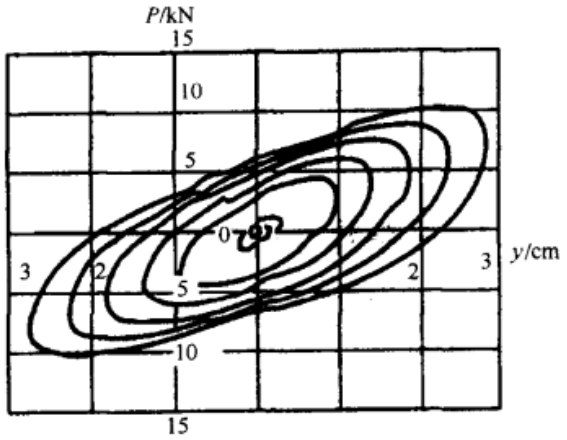


图 9.20　黏弹性阻尼器的滞回曲线

黏弹性阻尼器在土木工程中的应用始于 1972 年建成的纽约世界贸易大厦(110 层),为了减小结构的风振响应,共安装了 10 000 个黏弹性阻尼器。另一幢安装黏弹性阻尼器的实例是美国西雅图的 76 层哥伦比亚大厦,共安设了 260 个阻尼器。实际观测表明,这些阻尼器用于减小结构的风振响应是非常有效的。近年来,各国学者广泛开展了用黏弹性阻尼器控制结构地震反应的研究和试验。结果表明,黏弹性阻尼器也能有效地抑制结构的地震反应,改善结构的抗震性能。

5. 黏性液体阻尼器

黏性液体阻尼器也称黏滞阻尼器,它一般由缸体、活塞和黏性液体所组成,如图 9.21 所示。缸体筒内装有黏性液体,液体常为硅油或其他黏性流体,活塞上开有小孔。当活塞在缸体筒内做往复运动时,液体从活塞上的小孔通过,对活塞和缸体的相对运动产生阻尼,从而消耗振动能量。黏性液体阻尼器为速度相关型耗能器,其滞回曲线近似为椭圆,滞回模型如图 9.22。

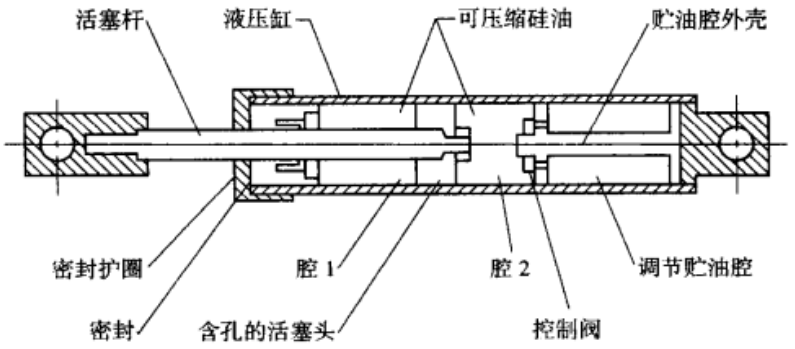


图 9.21　黏性液体阻尼器构造示意图

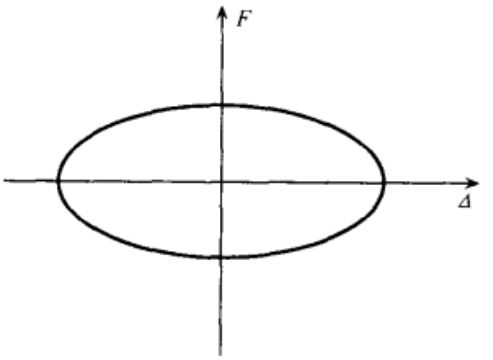


图 9.22　黏性液体阻尼器的滞回模型

黏性液体阻尼器的性能和质量取决于制造工艺、精度和油料的质量。目前常用的油料是硅油，适当控制油料的黏度可以设计制造出不同性能的阻尼器。国外已有各种定型产品，例如美国 Taylor 公司和 Enidine 公司生产的黏性液体阻尼器。国内也已有一些研发机构正在开发、制造和试验各种类型的黏性液体阻尼器。通过合理的设计可使阻尼力与活塞运动速度的 1/2、1、或 2 次方成正比，也就是说可以设计出线性或非线性的黏性液体阻尼器。由于黏性液体阻尼器不提供附加的刚度，因而不会因安装阻尼器而改变结构的自振周期。

6. 消能部件

消能部件是由消能装置及结构中的支撑、墙体、梁或节点等构件组成的消能减震系统。在设计中可采用如下方式构成消能部件：

(1) 将消能器用于支撑中可形成各种耗能支撑，如交叉支撑、斜撑支撑、K 形支撑等(图 9.23)。

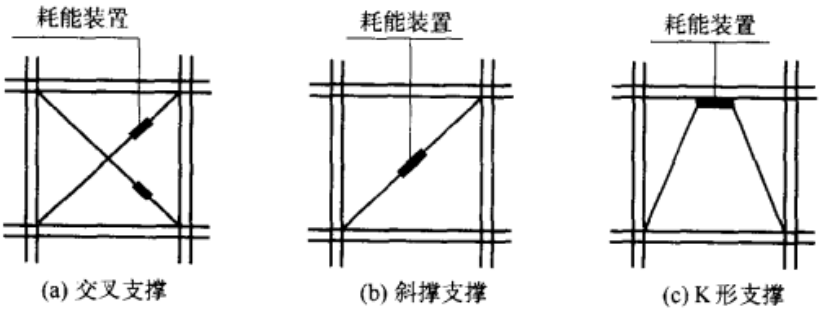
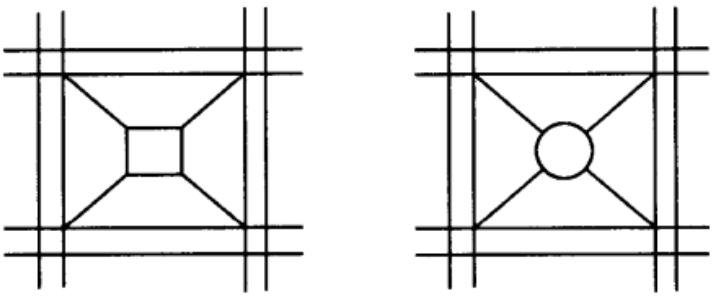


图 9.23　耗能支撑

(2) 在交叉支撑处，利用金属屈服阻尼器的原理，将软钢做成钢框或钢环，形成耗能方框支撑或耗能圆框支撑(图 9.24)。

(3) 将高强螺栓-钢板摩擦阻尼器用于支撑构件，形成摩擦耗能支撑(图 9.25)。



(a) 耗能方框　　(b) 耗能圆框

图 9.24　耗能框支撑

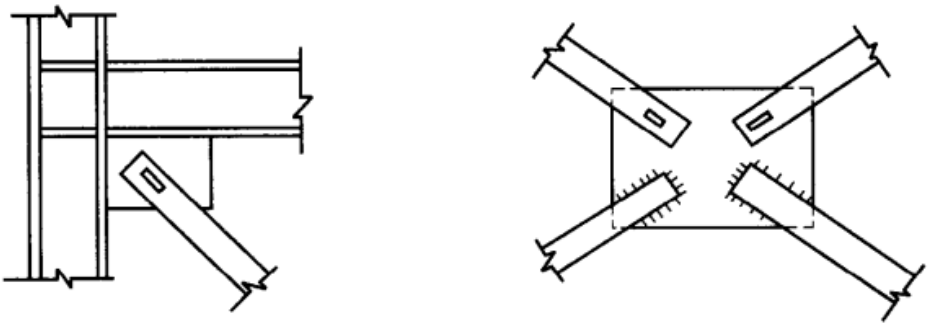


图 9.25　摩擦耗能支撑节点

(4) 利用支撑与梁段的塑性变形消耗地震能量的耗能偏心支撑(图 9.26)。

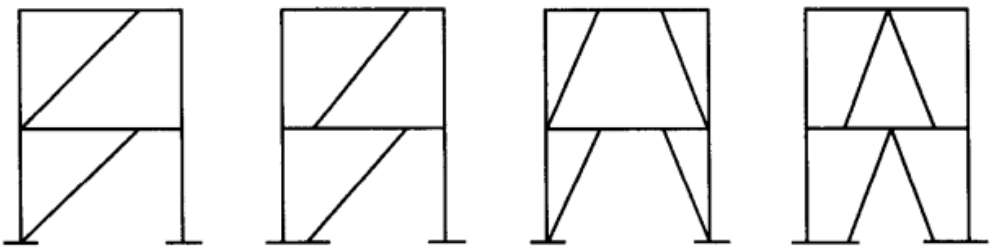


图 9.26　耗能偏心支撑

(5) 在耗能偏心支撑基础上发展起来的耗能隅撑(图 9.27)。

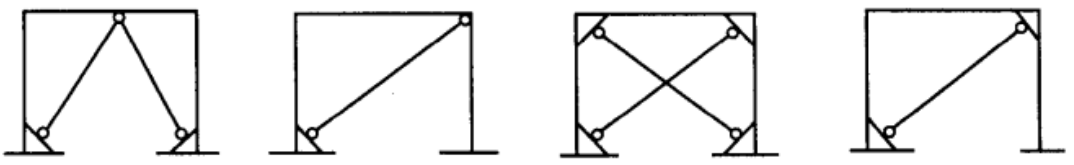


图 9.27　耗能隅撑

(6) 在结构的梁柱节点或梁节点处设置耗能减震装置，形成耗能节点(图 9.28)。

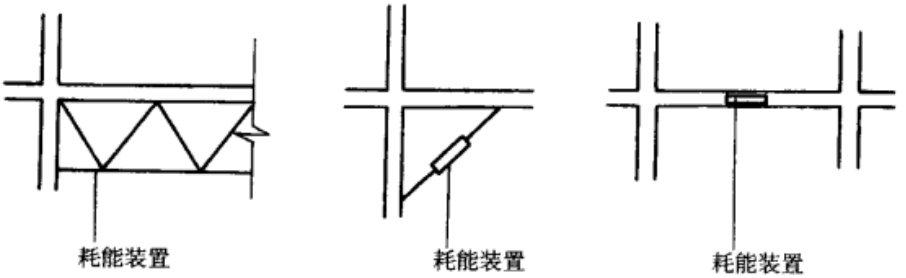


图 9.28　耗能节点

(7) 通过在剪力墙中开缝，使用耗能材料等手段形成各种耗能剪力墙(图 9.29)。

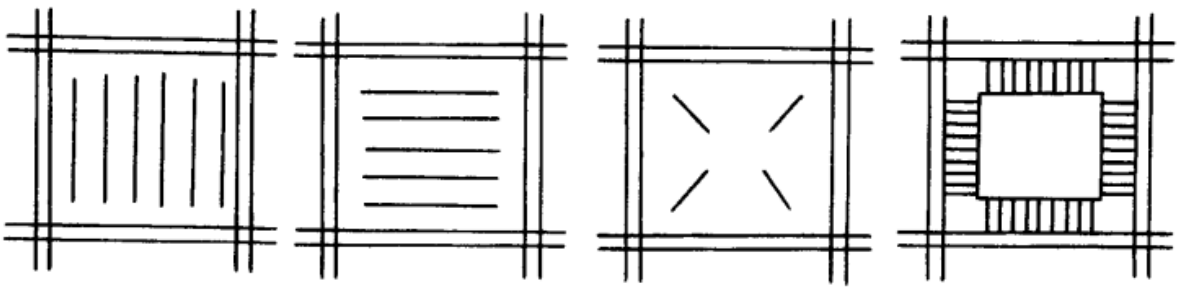


图 9.29　耗能剪力墙

9.3.3　消能减震结构的设计

1. 消能部件附加给结构的有效刚度和有效阻尼比的确定

消能器的有效刚度可取消能器的恢复力滞回环在相对水平位移 Δu_j 时的割线刚度。

消能部件附加给结构的有效阻尼比可按下式估算：

$$\zeta_a = W_c/(4\pi W_s) \tag{9.18}$$

式中　ζ_a——消能减震结构的附加阻尼比；

W_c——所有消能部件在结构预期位移下往复一周所消耗的能量；

W_s——设置消能部件的结构在预期位移下的总应变能。

W_s、W_c 可分别按下面规定计算：

(1) 当不考虑扭转影响时，消能减震结构在水平地震作用下的总应变能可按下式估算：

$$W_s = \frac{1}{2}\sum F_i U_i \tag{9.19}$$

式中　F_i——质点 i 的水平地震作用标准值；

U_i——水平地震作用标准值下质点 i 的水平位移。

(2) 速度线性相关型消能器在水平地震作用下所消耗的能量可按下式估算：

$$W_c = \frac{2\pi^2}{T_1}\sum C_j \cos^2\theta_j \Delta u_j^2 \tag{9.20}$$

式中 T_1——消能减震结构的基本自振周期；

C_j——第 j 个消能器的线性阻尼系数；

θ_j——第 j 个消能器的消能方向与水平面的夹角；

Δu_j——第 j 个消能器两端的相对水平位移。

当消能器的阻尼系数和有效刚度与结构振动周期有关时，可取相应于消能减震结构基本自振周期的值。

(3) 位移相关型、速度非线性相关型和其他类型消能器在水平地震作用下所消耗的能量可按下式估算：

$$W_c = \sum A_j \tag{9.21}$$

式中 A_j——第 j 个消能器的恢复力滞回环在相对水平位移 Δu_j 时的面积。

2. 消能部件的性能要求

消能部件应满足下列要求：

(1) 消能器应具有足够的吸收和耗散地震能量的能力和恰当的阻尼。消能部件附加给结构的有效阻尼比宜大于 10%，超过 20%时宜按 20%计算。

(2) 消能部件应具有足够的初始刚度，并满足下列要求：

1) 速度线性相关型消能器与斜撑、填充墙或梁组成消能部件时，该部件在消能器耗能方向的刚度应符合下式要求：

$$K_b \geqslant \frac{6\pi}{T_1} C_v \tag{9.22}$$

式中 K_b——支承构件在消能器方向的刚度；

T_1——消能减震结构的基本自振周期；

C_v——消能器的线性阻尼系数。

2) 位移相关型消能器与斜撑、填充墙或梁组成消能部件时，该部件恢复力滞回模型的参数宜符合下列要求：

$$\Delta U_{py}/\Delta U_{sy} \leqslant 2/3 \tag{9.23}$$

$$(K_p/K_s)(\Delta U_{py}/\Delta U_{sy}) \geqslant 0.8 \tag{9.24}$$

式中 K_p——消能部件在水平方向的初始刚度；

ΔU_{py}——消能部件的屈服位移；

K_s——设置消能部件的结构层间刚度；

ΔU_{sy}——设置消能部件的结构层间屈服位移。

(3) 消能器应具有优良的耐久性能，能长期保持其初始性能。

(4) 消能器构造应简单，施工方便，易维护。

(5) 消能器与斜支撑、填充墙、梁或节点的连接，应符合钢构件连接或钢与钢筋混凝土构件连接的构造要求，并能承担消能器施加给连接节点的最大作用力。

3. 消能减震结构的设计计算要点

(1) 消能部件的设置应符合罕遇地震作用下对结构预期位移的控制要求，并根据需要沿结构的两个主轴方向分别设置。消能部件宜设置在层间变形较大的位置，其数量和分布应通过综合分析合理确定，形成均匀合理的受力体系。图 9.30 为消能部件的几种设置形式。

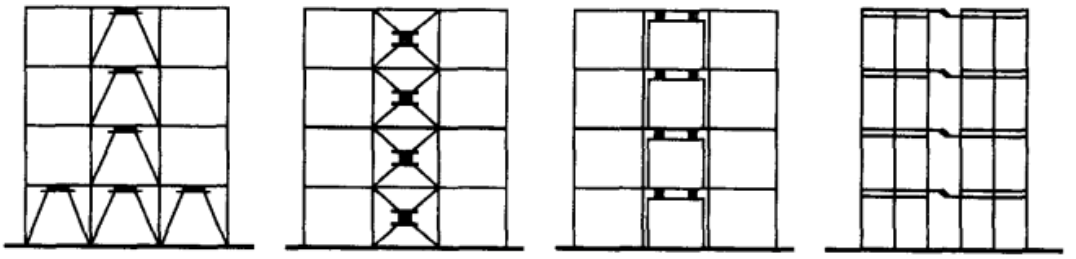


图 9.30　消能部件在结构中的设置

(2) 由于加上消能部件后不改变主体承载结构的基本形式，除消能部件外的结构设计仍应符合《建筑抗震设计规范》相应类型结构的要求。因此，计算消能减震结构的关键是确定结构的总刚度和总阻尼。

(3) 消能减震结构的计算分析宜采用本书第四章介绍的静力非线性分析方法或非线性时程分析方法。对非线性时程分析法，宜采用消能部件的恢复力模型计算；对静力非线性分析法，可采用消能部件附加给结构的有效阻尼比和有效刚度计算。

(4) 当主体结构基本处于弹性工作阶段时，可采用线性分析方法作简化估算，并根据结构的变形特征和高度等，分别采用底部剪力法、振型分解反应谱法和时程分析法。

(5) 消能减震结构的总刚度为结构刚度和消能部件有效刚度的总和。

(6) 消能减震结构的总阻尼比为结构阻尼比和消能部件附加给结构的有效阻尼比的总和。

(7) 消能减震结构的层间弹塑性位移角限值，框架结构宜采用 1/80。

9.4　结构的被动调谐减震控制

结构被动调谐减震控制体系，由结构和附加在主结构上的子结构组成。附加的子结构

具有质量、刚度和阻尼，因而可以调整子结构的自振频率，使其尽量接近主结构的基本频率或激振频率。这样，当主结构受激励而振动时，子结构就会产生一个与结构振动方向相反的惯性力作用在主结构上，使主结构的振动反应衰减并受到控制。由于这种减震控制不是通过提供外部能量，只是通过调整结构的频率特性来实现的，故称为“被动调谐减震控制”。由于它是利用调整结构的动力特性来消减结构的振动反应，故也称为“动力消震”。目前常用的被动调谐减震控制装置有调谐质量阻尼器和调谐液体阻尼器。

1. 调谐质量阻尼器(TMD)

调谐质量阻尼器(TMD)为一附属子结构振动系统，由质量块、弹簧和阻尼器组成，如图 9.31 所示。它对结构进行减震控制的机理是：将结构振动的部分能量吸收到自己身上，转化成自身的动能和阻尼耗能，从而达到减小结构反应的目的。

采用 TMD 减震时，一般将 TMD 的频率调整到结构的振动频率附近，当结构在外激励下发生振动时，引发 TMD 的共振，而 TMD 质量块的振动惯性对原结构产生反方向的作用力，其阻尼也发挥耗能作用，从而使原结构的振动响应明显降低。TMD 是目前应用较为成熟的一种阻尼器，TMD 的减震效果主要取决于主次结构的质量比、频率比和阻尼比。

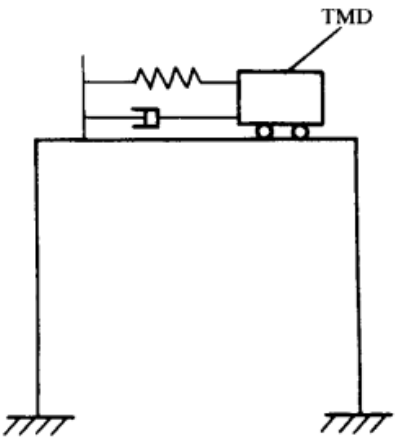


图 9.31　TMD 作为结构的附属子结构系统

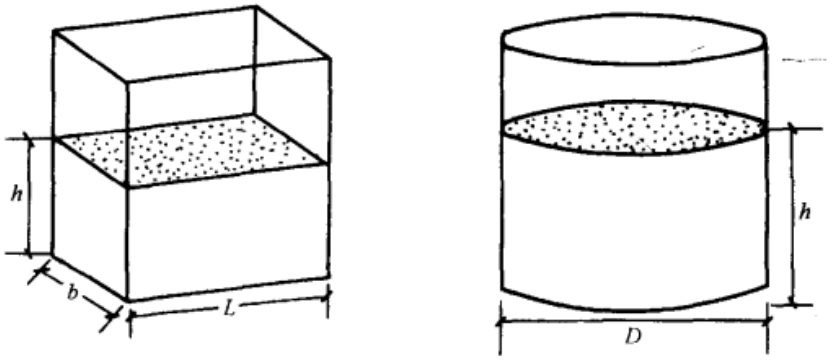
2. 调谐液体阻尼器(TLD、TLCD)

调谐液体阻尼器是利用容器中液体的晃动而减震的子结构振动系统，它一般固定在结构上的某一部位，结构振动时带动阻尼器中的液体晃动，通过结构与阻尼器之间的相互作用实现减震作用。调谐液体阻尼器概念的提出始于 20 世纪 80 年代后期，目前主要分为两种类型，即：TLD(Tuned Liquid Damper)和 TLCD(Tuned Liquid Column Damper)。

TLD 调谐液体阻尼器是日本学者 Sato 等人 1987 年首先提出的，它是一种矩形或圆柱形的水箱(图 9.32)，通常可与结构的储水装置联合使用。TLD 可以是单个的大型水箱，也可以是多个小型水箱的组合，根据贮水多少可分为浅水型和深水型。当结构受到外部激励发生振动时将带动水箱一起运动，而水箱的运动使箱中的水产生晃动，并引起表面波浪。这种水和波浪对箱壁的动压力差就构成了对结构的减震力，同时结构振动的部分能量也将由于水的黏性而耗散掉，从而达到减小结构反应的目的。

TLCD 调谐液体阻尼器是 1988 年由日本学者 Sakai 等人首先提出的，它是一种 U 形等截面管状水箱(图 9.33)，在管道中间安设有一个增加水运动时阻尼的隔板，水箱下部

直接固定在结构上。当结构在荷载作用下发生振动时将带动水箱一起运动，而水箱的运动又使水箱中的水产生晃动，这种水晃动所产生的水平惯性力对水箱壁的作用就构成了对结构的减震力，同时水晃动通过管道中的隔板时将产生阻尼耗能，消耗结构振动的能量。



(a) 矩形水箱　　(b) 圆柱形水箱

图 9.32　TLD 调谐液体阻尼器

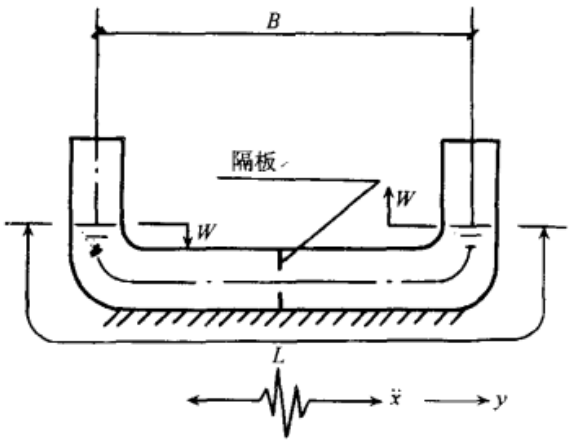


图 9.33　TLCD 调谐液体阻尼器

调谐液体阻尼器的减震效果与其设计参数(液体质量、阻尼和频率)有关，为了充分发挥调谐液体阻尼器的减震作用，应对阻尼器的参数进行优化设计。对于 TLD 调谐液体阻尼器，其液体晃动频率的调节可通过改变水箱的尺寸和水深来实现，而 TLD 中液体的阻尼一般与液体黏性、水深和波浪状况等有关，因此可通过调整上述各因素或在水箱中加设滤网等手段来改变 TLD 的阻尼特性。对于 TLCD 调谐液体阻尼器，其液体晃动频率的调节可通过改变沿 U 形水箱中水中心线的总长度来实现，其阻尼特性与水箱中的隔板形式和开洞率有关。

在结构减震控制中，一般将 TMD、TLD 和 TLCD 放在高层建筑的顶部，如图 9.34 所

示。结构振动时，阻尼器与结构之间产生相互作用。将阻尼器看作结构的子振动系统，即可建立结构-阻尼器的相互作用运动方程，求解此运动方程即可得到阻尼器的减震效果，继而可对系统的参数进行优化。

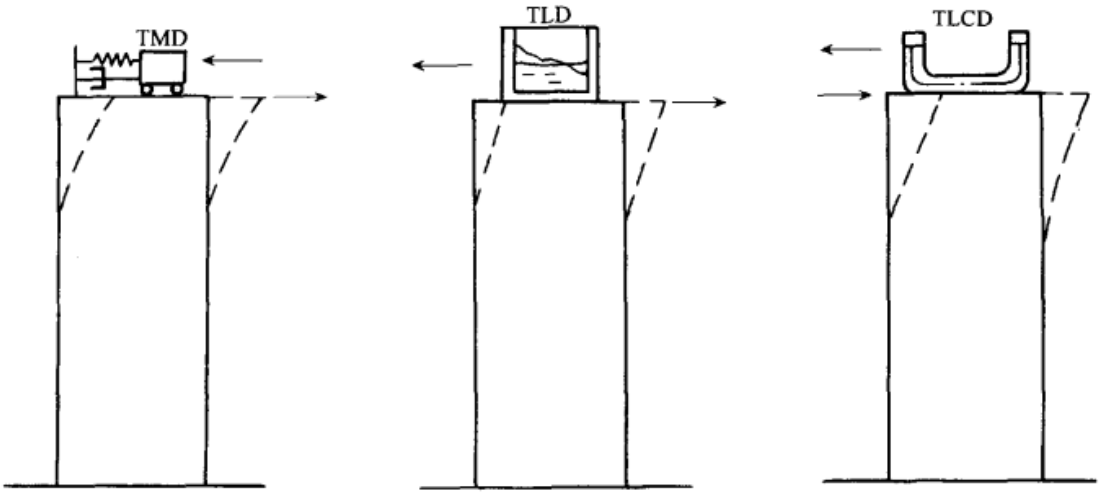


图 9.34　被动调谐阻尼器在结构上的安装示意

本章学习提要

隔震和消能减震是建筑结构减轻地震灾害的新技术，本章的学习重点应放在对这些新技术的理解和掌握上。通过本章的学习，应达到如下要求：

1. 了解振动控制的基本概念和主要控制措施。
2. 理解隔震、消能减震的基本原理及其对装置的性能要求。
3. 了解常用的隔震和消能减震装置的性能和特点。
4. 掌握隔震结构的设计与计算方法。
5. 掌握消能减震结构的设计与计算方法。
6. 了解被动调谐减震控制的原理。

习题及思考题

9.1　什么是结构的振动控制？主要有哪些控制策略？

9.2　隔震结构和传统抗震结构有何区别？隔震的主要原理是什么？

9.3　常用的隔震装置有哪些？在选择隔震方案时，应注意哪些问题？

9.4　隔震结构的计算模型如何选取？对隔震结构的设计计算主要包括哪些内容？

9.5 什么是水平向减震系数？如何取值？

9.6 常用的消能减震装置有哪些类型？在结构中如何布置？

9.7 消能部件附加给结构的有效刚度和有效阻尼比应如何取值？

9.8 什么是结构的被动调谐减震控制？其主要控制原理是什么？

附录 I　中国地震烈度表(GB/T 17742-1999)

烈度	在地面上人的感觉	房屋震害程度		其他现象	物理参量	
		震害现象	平均震害指数		峰值加速度/(m/s²)	峰值速度/(m/s)
Ⅰ	无　感					
Ⅱ	室内个别静止中人有感觉					
Ⅲ	室内少数静止中人有感觉	门、窗轻微作响		悬挂物微动		
Ⅳ	室内多数人、室外少数人有感觉。少数人梦中惊醒	门、窗作响		悬挂物明显摆动，器皿作响		
Ⅴ	室内普遍、室外多数人有感觉。多数人梦中惊醒	门窗、屋顶、屋架颤动作响，灰土掉落，抹灰出现微细裂缝。有檐瓦掉落，个别屋顶烟囱掉砖		不稳定器物摇动或翻倒	0.31 (0.22～0.44)	0.03 (0.02～0.04)
Ⅵ	站立不稳，少数人惊逃户外	损坏——墙体出现裂缝，檐瓦掉落，少数屋顶烟囱裂缝、掉落	0～0.1	河岸和松软土出现裂缝，饱和砂层出现喷砂冒水；有的独立砖烟囱轻度裂缝	0.63 (0.45～0.89)	0.06 (0.05～0.09)
Ⅶ	大多数人惊逃户外，骑自行车的人有感觉。行驶中的汽车驾驶员有感觉	轻度破坏——局部破坏、开裂，小修或不需要修理可继续使用	0.11～0.30	河岸出现塌方；饱和砂层常见喷砂冒水，松软土地上地裂缝较多；大多数独立砖烟囱中等破坏	1.25 (0.90～1.77)	0.13 (0.10～0.18)
Ⅷ	多数人摇晃颠簸，行走困难	中等破坏——结构破坏，需要修复才能使用	0.31～0.50	干硬土上亦有裂缝；大多数独立砖烟囱严重破坏；树梢折断；房屋破坏导致人畜伤亡	2.50 (1.78～3.53)	0.25 (0.19～0.35)

续表

烈度	在地面上人的感觉	房屋震害程度		其他现象	物理参量	
		震害现象	平均震害指数		峰值加速度/(m/s²)	峰值速度/(m/s)
Ⅸ	行动的人摔倒	严重破坏——结构严重破坏，局部倒塌，修复困难	0.51～0.70	干硬土上许多地方出现裂缝。基岩可能出现裂缝、错动；滑坡塌方常见；独立砖烟囱出现倒塌	5.00 (3.54～7.07)	0.50 (0.36～0.71)
Ⅹ	骑自行车的人会摔倒，处不稳状态的人会摔出。有抛起感	大多数倒塌	0.71～0.90	山崩和地震断裂出现；基岩上拱桥破坏；大多数独立砖烟囱从根部破坏或倒毁	10.00 (7.08～14.14)	1.00 (0.72～1.41)
Ⅺ		普遍倒塌	0.91～1.00	地震断裂延续很长；大量山崩滑坡		
Ⅻ				地面剧烈变化，山河改观		

注：1）评定烈度时，Ⅰ～Ⅴ度以地面上人的感觉为主；Ⅵ度～Ⅹ度以房屋震害为主，人的感觉仅供参考；Ⅺ度、Ⅻ度以地表现象为主。

2）在高楼上人的感觉要比地面上人的感觉明显，应适当降低评定值。

3）表中房屋为单层或数层、未经抗震设计或未加固的砖混和砖木房屋。对于质量特别差或特别好的房屋，可根据具体情况，对表中各烈度相应的震害程度和震害指数予以提高或降低。

4）表中的震害指数是从各类房屋的震害调查和统计中得出的，反映破坏程度的数字指标，0 表示无震害，1 表示倒平。平均震害指数可以在调查区域内用普查或随机抽查的方法确定。

5）在农村可以自然村为单位，在城镇可以分区进行烈度的评定，面积以 1km² 左右为宜。

6）凡有地面强震记录资料的地方，表列物理参量可作为综合评定烈度和制定建设工程抗震设防要求的依据。

7）表中数量词说明：个别为 10%以下；少数为 10% ～50%；多数为 50%～70%；大多数为 70%～90%；普遍为 90%以上。

附录Ⅱ　我国主要城市的抗震设防烈度、设计基本地震加速度和设计地震分组

城市名	抗震设防烈度	设计基本地震加速度	设计地震分组	城市名	抗震设防烈度	设计基本地震加速度	设计地震分组
首都和直辖市							
北京	8	0.20g	第一组	上海	7	0.10g	第一组
天津	7	0.15g	第一组	重庆	6	0.05g	第一组
河北省							
廊坊	8	0.20g	第一组	秦皇岛	7	0.10g	第二组
唐山	8	0.20g	第一组	邢台	7	0.10g	第一组
邯郸	7	0.15g	第一组	衡水	7	0.10g	第一组
保定	7	0.10g	第一组	石家庄	7	0.10g	第一组
沧州	7	0.10g	第一组	承德	6	0.05g	第二组
张家口	7	0.10g	第一组				
山西省							
太原	8	0.20g	第一组	运城	7	0.15g	第一组
临汾	8	0.20g	第一组	长治	7	0.10g	第一组
大同	7	0.15g	第一组	晋城	6	0.05g	第三组
朔州	7	0.15g	第一组	离石	6	0.05g	第三组
忻州	8	0.20g	第一组				
内蒙古自治区							
包头	8	0.20g	第一组	东胜	7	0.10g	第三组
呼和浩特	8	0.20g	第一组	赤峰	7	0.15g	第一组
临河	7	0.15g	第一组	乌海	8	0.20g	第一组
集宁	7	0.10g	第一组				
辽宁省							
营口	7	0.15g	第一组	铁岭	7	0.10g	第一组
丹东	7	0.15g	第一组	本溪	6	0.05g	第一组
沈阳	7	0.10g	第一组	锦州	6	0.05g	第一组
鞍山	7	0.10g	第一组	辽阳	7	0.10g	第一组

续表

城市名	抗震设防烈度	设计基本地震加速度	设计地震分组	城市名	抗震设防烈度	设计基本地震加速度	设计地震分组
辽宁省							
大连	7	0.10g	第一组	阜新	6	0.05g	第一组
朝阳	7	0.10g	第一组				
吉林省							
扶余	6	0.05g	第一组	四平	6	0.05g	第一组
长春	7	0.10g	第一组	辽源	6	0.05g	第一组
吉林	7	0.10g	第一组	延吉	6	0.05g	第一组
大安	7	0.15g	第一组	白城	7	0.10g	第一组
黑龙江省							
绥化	7	0.10g	第一组	牡丹江	6	0.05g	第一组
哈尔滨	6	0.05g	第一组	佳木斯	6	0.05g	第一组
齐齐哈尔	6	0.05g	第一组	七台河	6	0.05g	第一组
大庆	6	0.05g	第一组	伊春	6	0.05g	第一组
鹤岗	6	0.05g	第一组	黑河	6	0.05g	第一组
鸡西	6	0.05g	第一组				
江苏省							
宿迁	8	0.30g	第一组	徐州	7	0.10g	第一组
新沂	8	0.20g	第一组	镇江	7	0.15g	第一组
邳州	8	0.20g	第一组	常州	7	0.10g	第一组
泗洪	7	0.15g	第一组	盐城	7	0.10g	第一组
扬州	7	0.15g	第一组	南通	6	0.05g	第一组
南京	7	0.10g	第一组	无锡	6	0.05g	第一组
连云港	7	0.10g	第三组	苏州	6	0.05g	第一组
浙江省							
杭州	6	0.05g	第一组	温州	6	0.05g	第一组
宁波	6	0.05g	第一组	舟山	7	0.10g	第一组
湖州	6	0.05g	第一组	绍兴	6	0.05g	第一组
嘉兴	6	0.05g	第一组				
安徽省							
五河	7	0.15g	第一组	宿州	6	0.05g	第三组
泗县	7	0.15g	第一组	芜湖	6	0.05g	第一组

续表

城市名	抗震设防烈度	设计基本地震加速度	设计地震分组	城市名	抗震设防烈度	设计基本地震加速度	设计地震分组
安徽省							
合肥	7	0.10g	第一组	安庆	7	0.10g	第一组
蚌埠	7	0.10g	第一组	淮北	6	0.05g	第二组
阜阳	7	0.10g	第一组	巢湖	6	0.05g	第一组
铜陵	6	0.05g	第一组	六安	7	0.10g	第一组
淮南	7	0.10g	第一组	马鞍山	6	0.05g	第一组
福建省							
厦门	7	0.15g	第一组	三明	6	0.05g	第一组
漳州	7	0.15g	第一组	南平	6	0.05g	第一组
泉州	7	0.15g	第二组	宁德	6	0.05g	第一组
福州	7	0.10g	第一组	龙岩	6	0.05g	第一组
莆田	7	0.10g	第二组				
江西省							
寻乌	7	0.10g	第一组	九江	6	0.05g	第一组
会昌	7	0.10g	第一组	瑞金	6	0.05g	第一组
南昌	6	0.05g	第一组				
山东省							
临沂	7	0.15g	第一组	威海	7	0.10g	第一组
郯城	8	0.20g	第一组	东营	7	0.10g	第二组
潍坊	7	0.15g	第一组	枣庄	7	0.10g	第一组
菏泽	7	0.15g	第一组	滨州	7	0.10g	第二组
聊城	7	0.15g	第一组	淄博	7	0.10g	第一组
日照	7	0.10g	第二组	济南	6	0.05g	第二组
烟台	7	0.10g	第一组	青岛	6	0.05g	第二组
泰安	6	0.05g	第二组	德州	6	0.05g	第一组
济宁	6	0.05g	第二组				
河南省							
新乡	8	0.20g	第一组	许昌	7	0.10g	第一组
安阳	8	0.20g	第一组	三门峡	7	0.15g	第一组
濮阳	7	0.15g	第一组	商丘	6	0.05g	第一组
郑州	7	0.15g	第一组	信阳	6	0.05g	第一组

续表

城市名	抗震设防烈度	设计基本地震加速度	设计地震分组	城市名	抗震设防烈度	设计基本地震加速度	设计地震分组
河南省							
洛阳	7	0.10g	第一组	漯河	6	0.05g	第一组
焦作	7	0.10g	第一组	周口	6	0.05g	第一组
开封	7	0.10g	第一组	南阳	7	0.10g	第一组
平顶山	6	0.05g	第一组				
湖北省							
竹溪	7	0.10g	第一组	恩施	6	0.05g	第一组
竹山	7	0.10g	第一组	宜昌	6	0.05g	第一组
武汉	6	0.05g	第一组	黄石	6	0.05g	第一组
十堰	6	0.05g	第一组	咸宁	6	0.05g	第一组
荆门	6	0.05g	第一组	孝感	6	0.05g	第一组
襄樊	6	0.05g	第一组				
湖南省							
常德	7	0.15g	第一组	邵阳	6	0.05g	第一组
岳阳	7	0.10g	第一组	娄底	6	0.05g	第一组
长沙	6	0.05g	第一组	郴州	6	0.05g	第一组
益阳	6	0.05g	第一组				
广东省							
汕头	8	0.20g	第一组	河源	6	0.05g	第一组
潮州	8	0.20g	第一组	梅州	6	0.05g	第一组
广州	7	0.10g	第一组	东莞	6	0.05g	第一组
汕尾	7	0.10g	第一组	清远	6	0.05g	第一组
深圳	7	0.10g	第一组	茂名	7	0.10g	第一组
阳江	7	0.10g	第一组	韶关	6	0.05g	第一组
广西壮族自治区							
横县	7	0.10g	第一组	梧州	6	0.05g	第一组
玉林	7	0.10g	第一组	钦州	6	0.05g	第一组
百色	7	0.10g	第一组	河池	6	0.05g	第一组
南宁	6	0.05g	第一组	柳州	6	0.05g	第一组
桂林	6	0.05g	第一组				
海南省							
海口	8	0.30g	第一组	万宁	6	0.05g	第一组
文昌	8	0.20g	第一组	琼中	6	0.05g	第一组

续表

城市名	抗震设防烈度	设计基本地震加速度	设计地震分组	城市名	抗震设防烈度	设计基本地震加速度	设计地震分组
海南省							
琼海	7	0.10g	第一组	三亚	6	0.05g	第一组
四川省							
西昌	9	0.40g	第一组	乐山	7	0.10g	第一组
康定	9	0.40g	第一组	宜宾	7	0.10g	第一组
道浮	8	0.20g	第一组	广远	6	0.05g	第三组
泸定	8	0.20g	第一组	绵阳	6	0.05g	第二组
雅安	7	0.10g	第三组	德阳	6	0.05g	第一组
成都	7	0.10g	第一组	自贡	7	0.10g	第一组
泸州	6	0.05g	第一组	马尔康	7	0.10g	第二组
贵州省							
贵阳	6	0.05g	第一组	都匀	6	0.05g	第一组
凯里	6	0.05g	第一组	六盘水	6	0.05g	第一组
毕节	6	0.05g	第一组	安顺	6	0.05g	第一组
兴义	6	0.05g	第二组				
云南省							
潞西	8	0.30g	第一组	个旧	7	0.15g	第二组
东川	9	0.40g	第一组	曲靖	7	0.15g	第三组
丽江	8	0.30g	第一组	楚雄	7	0.15g	第二组
保山	8	0.20g	第二组	临沧	8	0.20g	第三组
昆明	8	0.20g	第二组	中甸	7	0.15g	第一组
玉溪	8	0.20g	第一组	泸水	7	0.15g	第一组
大理	8	0.20g	第一组	昭通	7	0.10g	第二组
思茅	8	0.20g	第二组	文山	7	0.10g	第二组
景洪	8	0.20g	第三组				
西藏自治区							
当雄	9	0.40g	第二组	噶尔	7	0.15g	第二组
墨脱	9	0.40g	第二组	江孜	7	0.15g	第二组
那曲	8	0.20g	第三组	日喀则	7	0.15g	第二组
拉萨	8	0.20g	第二组	昌都	7	0.15g	第二组
林芝	8	0.20g	第三组				
陕西省							
西安	8	0.20g	第一组	延安	6	0.05g	第一组

续表

城市名	抗震设防烈度	设计基本地震加速度	设计地震分组	城市名	抗震设防烈度	设计基本地震加速度	设计地震分组
陕西省							
渭南	8	0.20g	第一组	铜川	7	0.10g	第二组
咸阳	7	0.15g	第一组	汉中	6	0.05g	第二组
宝鸡	7	0.15g	第一组	商州	7	0.10g	第二组
安康	7	0.10g	第一组				
甘肃省							
天水	8	0.30g	第一组	嘉峪关	7	0.15g	第一组
兰州	8	0.20g	第二组	金昌	7	0.15g	第二组
成县	8	0.20g	第二组	定西	7	0.15g	第二组
武威	8	0.20g	第二组	张掖	7	0.10g	第一组
平凉	7	0.15g	第三组				
青海省							
玛沁	8	0.20g	第一组	同仁	7	0.10g	第二组
玛多	8	0.20g	第二组	共和	7	0.10g	第二组
门源	7	0.15g	第二组	德令哈	7	0.10g	第二组
西宁	7	0.10g	第二组				
宁夏回族自治区							
银川	8	0.20g	第一组	吴忠	8	0.20g	第一组
石嘴山	8	0.20g	第一组	固原	8	0.20g	第一组
新疆维吾尔族自治区							
阿图什	8	0.30g	第二组	吐鲁番	7	0.10g	第一组
喀什	8	0.30g	第二组	克拉玛依	7	0.10g	第二组
乌鲁木齐	8	0.20g	第一组	博乐	7	0.10g	第二组
阿克苏	8	0.20g	第一组	和田	7	0.10g	第一组
库尔勒	7	0.15g	第一组	哈密	7	0.10g	第一组
伊宁	7	0.15g	第二组	阿勒泰	6	0.05g	第二组
石河子	8	0.20g	第二组				
港澳特区和台湾省							
台中	9	0.40g	第一组	基隆	8	0.30g	第二组
台北	8	0.30g	第二组	香港	7	0.15g	第一组
台南	8	0.30g	第二组	澳门	7	0.10g	第一组
高雄	8	0.20g	第二组				

附录Ⅲ　D 值法计算用表

附表Ⅲ.1　均布水平荷载下规则框架标准反弯点高度比 y_0

n	i \ $\bar{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2	2	0.45	0.40	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	1	0.95	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50
3	3	0.15	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	2	0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	1	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
4	4	−0.05	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	3	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	0.65	0.55	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.10	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
5	5	−0.20	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4	0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	3	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
6	6	−0.30	0.00	0.10	0.20	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	5	0.00	0.20	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	4	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
7	7	−0.35	−0.05	0.10	0.20	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	6	−0.10	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	5	0.10	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55

续表

n	i \ $\bar{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
8	8	−0.35	−0.15	0.10	0.10	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	7	−0.10	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.05	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5	0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
9	9	−0.40	−0.05	0.10	0.20	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	8	−0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	7	0.05	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.25	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55
10	10	−0.40	−0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.30	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	9	−0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	8	−0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	7	−0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.50	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	0.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
11	11	−0.40	0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	10	−0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	9	0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	8	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.20	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.25	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55

续表

n	i \ $\bar{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
12以上	自上1	−0.40	−0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	2	−0.15	0.15	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50
	3	0.00	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.25	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	中间	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	自下1	1.30	1.00	0.80	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55

注：$\bar{K}$ 为梁柱平均线刚度比；n 为总层数；i 为所在楼层的位置。

附表Ⅲ.2　倒三角形分布水平荷载下规则框架标准反弯点高度比 y_0

n	i \ $\bar{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
1	1	0.80	0.75	0.70	0.65	0.65	0.60	0.60	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
2	2	0.50	0.45	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50
	1	1.00	0.85	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55
3	3	0.25	0.25	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
	2	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.15	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
4	4	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	3	0.35	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.20	0.95	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.50
5	5	−0.05	0.10	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	4	0.20	0.25	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	3	0.45	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.75	0.60	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55

续表

n	K / i	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
6	6	−0.15	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	5	0.10	0.25	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.50	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.85	0.80	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
7	7	−0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	6	0.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5	0.20	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
8	8	−0.20	0.05	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	7	0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	6	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.30	0.45	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.30	1.00	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
9	9	−0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	8	0.00	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	7	0.15	0.30	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.25	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.80	0.65	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	1.00	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55

续表

n	i \ K	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
10	10	−0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45
	9	−0.05	0.20	0.30	0.35	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	8	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.50	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.60	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
11	11	−0.25	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.45	0.45	0.45	0.45
	10	−0.05	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	9	0.10	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.20	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.25	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	5	0.40	0.44	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.85	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	1	1.35	1.00	0.90	0.80	0.75	0.75	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55
12以上	自上1	−0.30	0.00	0.15	0.20	0.25	0.30	0.30	0.30	0.35	0.35	0.40	0.45	0.45	0.45
	2	−0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50
	3	0.05	0.25	0.35	0.40	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	4	0.15	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50
	5	0.25	0.30	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50
	6	0.30	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	7	0.35	0.40	0.40	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	8	0.35	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	中间	0.45	0.45	0.45	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	4	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	3	0.65	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	2	0.70	0.70	0.60	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
	自下1	1.35	1.05	0.90	0.80	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65	0.65	0.60	0.55	0.55	0.55

注：K 为梁柱平均线刚度比；n 为总层数；i 为所在楼层的位置。

附表Ⅲ.3　上下层横梁刚度比对反弯点高度比的修正值 y_1

α_1 \ $\overline{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
0.4	0.55	0.40	0.30	0.25	0.20	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.05	0.05	0.05	0.05
0.5	0.45	0.30	0.20	0.20	0.15	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05
0.6	0.30	0.20	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00
0.7	0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00	0.00
0.8	0.15	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.9	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

注：$\overline{K}$ 为梁柱平均线刚度比。

附表Ⅲ.4　上下层层高变化对反弯点高度比的修正值 y_2 和 y_3

α_2	α_3 \ $\overline{K}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
2.0		0.25	0.15	0.15	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0
1.8		0.20	0.15	0.10	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0
1.6	0.4	0.15	0.10	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.00	0.0	0.0	0.0
1.4	0.6	0.10	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.2	0.8	0.05	0.05	0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.8	1.2	−0.05	−0.05	−0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.6	1.4	−0.10	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.4	1.6	−0.15	−0.10	−0.10	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	0.0	0.0	0.0	0.0
	1.8	−0.20	−0.15	−0.10	−0.10	−0.10	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	0.0	0.0	0.0
	2.0	−0.25	−0.15	−0.15	−0.10	−0.10	−0.10	−0.10	−0.10	−0.05	−0.05	−0.05	−0.05	0.0	0.0

注：$\overline{K}$ 为梁柱平均线刚度比。

附录Ⅳ　函数Φ(ξ)计算用表

附表Ⅳ.1　倒三角形荷载下的Φ值

ξ \ α	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0	10.5
0.00	0.171	0.270	0.331	0.358	0.363	0.356	0.342	0.325	0.307	0.289	0.273	0.257	0.243	0.230	0.218	0.207	0.197	0.188	0.179	0.172
0.05	0.171	0.271	0.332	0.360	0.367	0.361	0.348	0.332	0.316	0.299	0.283	0.269	0.256	0.243	0.233	0.223	0.214	0.205	0.198	0.191
0.10	0.171	0.273	0.336	0.367	0.377	0.374	0.365	0.352	0.338	0.324	0.311	0.299	0.288	0.278	0.270	0.262	0.255	0.248	0.243	0.238
0.15	0.172	0.275	0.341	0.377	0.391	0.393	0.388	0.380	0.370	0.360	0.350	0.341	0.333	0.326	0.320	0.314	0.309	0.305	0.301	0.298
0.20	0.172	0.277	0.347	0.388	0.408	0.415	0.416	0.412	0.407	0.402	0.396	0.390	0.385	0.381	0.377	0.373	0.371	0.368	0.366	0.364
0.25	0.171	0.278	0.353	0.399	0.425	0.439	0.446	0.448	0.448	0.447	0.445	0.443	0.440	0.439	0.437	0.436	0.434	0.433	0.433	0.432
0.30	0.170	0.279	0.358	0.410	0.443	0.463	0.476	0.484	0.489	0.492	0.494	0.496	0.496	0.497	0.497	0.497	0.498	0.498	0.498	0.499
0.35	0.168	0.279	0.362	0.419	0.459	0.486	0.506	0.519	0.530	0.537	0.543	0.547	0.550	0.553	0.555	0.557	0.559	0.560	0.561	0.562
0.40	0.165	0.276	0.363	0.426	0.472	0.506	0.532	0.552	0.567	0.579	0.588	0.596	0.601	0.606	0.610	0.614	0.616	0.619	0.621	0.622
0.45	0.161	0.272	0.362	0.430	0.482	0.522	0.554	0.579	0.599	0.616	0.629	0.639	0.648	0.655	0.661	0.665	0.669	0.672	0.675	0.677
0.50	0.156	0.266	0.357	0.429	0.487	0.533	0.570	0.601	0.626	0.647	0.663	0.677	0.688	0.697	0.705	0.711	0.716	0.721	0.724	0.727
0.55	0.149	0.256	0.348	0.423	0.485	0.537	0.579	0.615	0.645	0.670	0.690	0.707	0.721	0.733	0.742	0.750	0.757	0.762	0.767	0.771
0.60	0.140	0.244	0.335	0.412	0.477	0.533	0.580	0.620	0.654	0.683	0.707	0.728	0.745	0.759	0.771	0.781	0.789	0.796	0.802	0.807
0.65	0.130	0.228	0.317	0.394	0.461	0.519	0.570	0.614	0.652	0.685	0.712	0.736	0.756	0.774	0.788	0.801	0.811	0.820	0.828	0.834
0.70	0.118	0.209	0.293	0.368	0.435	0.495	0.548	0.594	0.636	0.671	0.703	0.730	0.753	0.774	0.791	0.807	0.820	0.831	0.841	0.849
0.75	0.103	0.185	0.263	0.334	0.399	0.458	0.511	0.559	0.602	0.640	0.674	0.704	0.731	0.755	0.775	0.794	0.810	0.824	0.837	0.848
0.80	0.087	0.158	0.226	0.290	0.350	0.406	0.457	0.504	0.547	0.587	0.622	0.654	0.683	0.709	0.733	0.754	0.774	0.791	0.807	0.821
0.85	0.069	0.126	0.182	0.236	0.288	0.337	0.383	0.426	0.467	0.504	0.539	0.571	0.601	0.629	0.654	0.678	0.700	0.720	0.738	0.756
0.90	0.048	0.089	0.130	0.171	0.210	0.248	0.285	0.321	0.354	0.386	0.417	0.446	0.473	0.499	0.523	0.546	0.568	0.588	0.609	0.628
0.95	0.025	0.047	0.069	0.092	0.115	0.137	0.159	0.181	0.202	0.222	0.242	0.262	0.280	0.299	0.316	0.334	0.351	0.367	0.383	0.398
1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

续表

ξ \ a	11.0	11.5	12.0	12.5	13.0	13.5	14.0	14.5	15.0	15.5	16.0	16.5	17.0	17.5	18.0	18.5	19.0	19.5	20.0	20.5
0.00	0.165	0.158	0.152	0.147	0.142	0.137	0.132	0.128	0.124	0.120	0.117	0.113	0.110	0.107	0.104	0.102	0.099	0.097	0.095	0.092
0.05	0.185	0.180	0.174	0.170	0.165	0.161	0.158	0.154	0.151	0.148	0.145	0.143	0.140	0.138	0.136	0.134	0.132	0.130	0.129	0.127
0.10	0.233	0.229	0.226	0.222	0.219	0.217	0.214	0.212	0.210	0.208	0.207	0.205	0.204	0.203	0.201	0.200	0.199	0.199	0.198	0.197
0.15	0.295	0.293	0.290	0.288	0.287	0.285	0.284	0.283	0.282	0.281	0.280	0.280	0.279	0.278	0.278	0.278	0.277	0.277	0.277	0.276
0.20	0.363	0.361	0.360	0.360	0.358	0.358	0.358	0.357	0.357	0.357	0.357	0.356	0.356	0.356	0.356	0.356	0.356	0.356	0.356	0.356
0.25	0.432	0.431	0.431	0.431	0.431	0.431	0.431	0.431	0.431	0.431	0.431	0.431	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.432	0.433
0.30	0.499	0.498	0.500	0.500	0.500	0.501	0.501	0.502	0.502	0.502	0.503	0.503	0.503	0.503	0.504	0.504	0.504	0.504	0.505	0.505
0.35	0.563	0.564	0.565	0.566	0.566	0.567	0.568	0.568	0.568	0.568	0.568	0.570	0.570	0.571	0.571	0.571	0.571	0.572	0.572	0.572
0.40	0.624	0.625	0.626	0.627	0.628	0.628	0.629	0.630	0.630	0.631	0.632	0.632	0.633	0.633	0.633	0.634	0.634	0.634	0.634	0.635
0.45	0.679	0.681	0.682	0.684	0.685	0.686	0.686	0.687	0.687	0.688	0.688	0.688	0.690	0.690	0.691	0.691	0.691	0.692	0.692	0.692
0.50	0.730	0.732	0.733	0.735	0.736	0.737	0.738	0.738	0.738	0.741	0.741	0.742	0.742	0.743	0.743	0.743	0.744	0.744	0.744	0.745
0.55	0.774	0.777	0.778	0.781	0.782	0.784	0.758	0.786	0.786	0.788	0.788	0.789	0.790	0.790	0.790	0.791	0.791	0.792	0.792	0.792
0.60	0.811	0.815	0.818	0.820	0.822	0.824	0.826	0.827	0.827	0.829	0.830	0.831	0.831	0.832	0.833	0.833	0.833	0.834	0.834	0.834
0.65	0.840	0.844	0.848	0.852	0.855	0.857	0.859	0.861	0.861	0.864	0.865	0.867	0.867	0.868	0.869	0.870	0.870	0.871	0.871	0.871
0.70	0.857	0.863	0.868	0.873	0.878	0.881	0.884	0.887	0.887	0.892	0.893	0.895	0.896	0.898	0.899	0.900	0.901	0.901	0.902	0.903
0.75	0.858	0.866	0.874	0.881	0.887	0.892	0.897	0.901	0.901	0.908	0.911	0.914	0.916	0.918	0.920	0.921	0.923	0.924	0.925	0.926
0.80	0.834	0.846	0.856	0.866	0.874	0.882	0.889	0.896	0.896	0.907	0.911	0.916	0.919	0.923	0.926	0.929	0.932	0.934	0.936	0.938
0.85	0.772	0.786	0.800	0.813	0.825	0.836	0.846	0.855	0.855	0.872	0.879	0.886	0.893	0.899	0.904	0.909	0.914	0.918	0.922	0.926
0.90	0.646	0.663	0.679	0.694	0.708	0.722	0.735	0.748	0.748	0.771	0.781	0.792	0.801	0.810	0.819	0.827	0.835	0.843	0.850	0.857
0.95	0.413	0.428	0.442	0.456	0.469	0.483	0.495	0.508	0.508	0.532	0.543	0.555	0.566	0.576	0.587	0.597	0.607	0.617	0.626	0.635
1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

附表Ⅳ.2　均布荷载下的Φ值

ξ \ α	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0	10.5
0.00	0.113	0.178	0.216	0.231	0.232	0.224	0.213	0.199	0.186	0.173	0.161	0.150	0.141	0.132	0.124	0.117	0.110	0.105	0.099	0.095
0.05	0.113	0.178	0.217	0.233	0.234	0.228	0.217	0.204	0.191	0.179	0.168	0.157	0.148	0.140	0.133	0.126	0.120	0.115	0.110	0.106
0.10	0.113	0.179	0.219	0.237	0.241	0.236	0.227	0.217	0.206	0.195	0.185	0.176	0.168	0.161	0.155	0.149	0.144	0.140	0.136	0.133
0.15	0.114	0.181	0.223	0.244	0.251	0.249	0.243	0.235	0.226	0.218	0.210	0.203	0.196	0.191	0.186	0.181	0.178	0.174	0.171	0.168
0.20	0.114	0.183	0.228	0.252	0.363	0.265	0.263	0.258	0.252	0.246	0.241	0.235	0.231	0.227	0.223	0.220	0.217	0.215	0.213	0.211
0.25	0.114	0.185	0.233	0.261	0.276	0.283	0.285	0.284	0.281	0.278	0.257	0.272	0.269	0.266	0.264	0.262	0.260	0.258	0.257	0.256
0.30	0.114	0.186	0.237	0.270	0.290	0.302	0.308	0.311	0.312	0.312	0.312	0.310	0.309	0.308	0.307	0.306	0.305	0.304	0.303	0.303
0.35	0.113	0.187	0.242	0.279	0.304	0.321	0.332	0.339	0.344	0.347	0.349	0.350	0.351	0.351	0.351	0.351	0.351	0.351	0.351	0.351
0.40	0.111	0.186	0.245	0.287	0.317	0.339	0.355	0.376	0.376	0.382	0.387	0.390	0.393	0.395	0.396	0.398	0.398	0.398	0.399	0.399
0.45	0.109	0.185	0.246	0.293	0.328	0.335	0.376	0.393	0.406	0.416	0.424	0.430	0.434	0.438	0.441	0.444	0.444	0.445	0.446	0.477
0.50	0.106	0.182	0.246	0.296	0.336	0.369	0.395	0.416	0.433	0.447	0.458	0.467	0.474	0.479	0.483	0.490	0.490	0.492	0.493	0.495
0.55	0.103	0.178	0.242	0.296	0.341	0.378	0.409	0.435	0.456	0.474	0.488	0.500	0.510	0.517	0.524	0.533	0.533	0.536	0.539	0.541
0.60	0.097	0.171	0.236	0.293	0.341	0.382	0.418	0.448	0.474	0.495	0.513	0.528	0.541	0.551	0.560	0.573	0.573	0.577	0.581	0.585
0.65	0.091	0.162	0.226	0.284	0.335	0.380	0.419	0.453	0.483	0.508	0.530	0.549	0.565	0.578	0.589	0.607	0.607	0.614	0.619	0.624
0.70	0.083	0.150	0.212	0.270	0.322	0.369	0.411	0.449	0.482	0.511	0.537	0.559	0.578	0.595	0.609	0.633	0.632	0.642	0.650	0.657
0.75	0.074	0.135	0.194	0.249	0.300	0.348	0.392	0.431	0.467	0.499	0.528	0.554	0.576	0.597	0.614	0.644	0.644	0.657	0.667	0.677
0.80	0.063	0.116	0.169	0.220	0.269	0.315	0.358	0.398	0.435	0.469	0.500	0.528	0.553	0.577	0.598	0.634	0.634	0.650	0.664	0.677
0.85	0.050	0.094	0.138	0.182	0.225	0.266	0.306	0.344	0.379	0.413	0.444	0.473	0.500	0.525	0.548	0.590	0.590	0.609	0.626	0.643
0.90	0.036	0.067	0.100	0.134	0.167	0.200	0.233	0.264	0.294	0.323	0.351	0.378	0.403	0.427	0.450	0.493	0.493	0.513	0.532	0.550
0.95	0.019	0.036	0.054	0.074	0.093	0.113	0.133	0.152	0.171	0.190	0.209	0.227	0.245	0.262	0.279	0.312	0.312	0.328	0.343	0.358
1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

续表

ξ \ α	11.0	11.5	12.0	12.5	13.0	13.5	14.0	14.5	15.0	15.5	16.0	16.5	17.0	17.5	18.0	18.5	19.0	19.5	20.0	20.5
0.00	0.090	0.086	0.083	0.079	0.076	0.074	0.071	0.068	0.066	0.064	0.062	0.060	0.058	0.057	0.055	0.054	0.052	0.051	0.050	0.048
0.05	0.102	0.098	0.095	0.092	0.090	0.087	0.085	0.083	0.081	0.079	0.077	0.076	0.075	0.073	0.072	0.071	0.070	0.069	0.068	0.067
0.10	0.130	0.127	0.124	0.122	0.120	0.119	0.117	0.116	0.1114	0.113	0.112	0.111	0.110	0.109	0.109	0.108	0.107	0.107	0.106	0.106
0.15	0.167	0.165	0.163	0.162	0.160	0.159	0.158	0.157	0.156	0.156	0.155	0.154	0.154	0.153	0.153	0.153	0.152	0.152	0.152	0.152
0.20	0.209	0.208	0.207	0.206	0.205	0.204	0.204	0.203	0.203	0.202	0.202	0.202	0.201	0.201	0.201	0.201	0.201	0.200	0.200	0.200
0.25	0.255	0.254	0.253	0.253	0.252	0.252	0.251	0.251	0.251	0.251	0.252	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
0.30	0.302	0.302	0.301	0.301	0.301	0.301	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300	0.299	0.288
0.35	0.351	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.349	0.349	0.349	0.349	0.349	0.349	0.349
0.40	0.399	0.399	0.399	0.399	0.399	0.399	0.399	0.399	0.399	0.399	0.399	0.399	0.399	0.399	0.399	0.399	0.399	0.399	0.399	0.399
0.45	0.448	0.448	0.448	0.448	0.448	0.449	0.499	0.449	0.499	0.449	0.449	0.449	0.449	0.449	0.449	0.449	0.449	0.449	0.449	0.449
0.50	0.496	0.496	0.497	0.498	0.498	0.498	0.499	0.449	0.499	0.499	0.499	0.499	0.499	0.499	0.499	0.499	0.499	0.499	0.499	0.499
0.55	0.543	0.544	0.545	0.546	0.547	0.547	0.548	0.548	0.548	0.548	0.549	0.549	0.549	0.549	0.549	0.549	0.549	0.549	0.549	0.549
0.60	0.587	0.589	0.591	0.593	0.594	0.595	0.596	0.596	0.597	0.597	0.598	0.598	0.598	0.599	0.599	0.599	0.599	0.599	0.599	0.599
0.65	0.628	0.632	0.634	0.637	0.639	0.641	0.642	0.643	0.644	0.645	0.646	0.646	0.647	0.647	0.648	0.648	0.648	0.648	0.649	0.649
0.70	0.663	0.668	0.672	0.676	0.679	0.682	0.684	0.687	0.688	0.690	0.691	0.692	0.693	0.694	0.695	0.696	0.696	0.697	0.697	0.697
0.75	0.686	0.693	0.709	0.706	0.711	0.715	0.719	0.723	0.726	0.729	0.731	0.733	0.735	0.737	0.738	0.740	0.741	0.742	0.743	0.744
0.80	0.689	0.699	0.709	0.717	0.725	0.732	0.739	0.744	0.750	0.754	0.759	0.763	0.766	0.768	0.772	0.775	0.777	0.779	0.781	0.783
0.85	0.657	0.671	0.684	0.696	0.707	0.718	0.727	0.736	0.744	0.752	0.759	0.765	0.771	0.777	0.782	0.787	0.792	0.796	0.800	0.803
0.90	0.567	0.583	0.598	0.613	0.627	0.640	0.653	0.665	0.676	0.687	0.698	0.707	0.717	0.726	0.734	0.742	0.750	0.757	0.764	0.771
0.95	0.373	0.387	0.401	0.414	0.428	0.440	0.453	0.465	0.477	0.489	0.500	0.511	0.522	0.533	0.543	0.553	0.563	0.572	0.582	0.591
1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

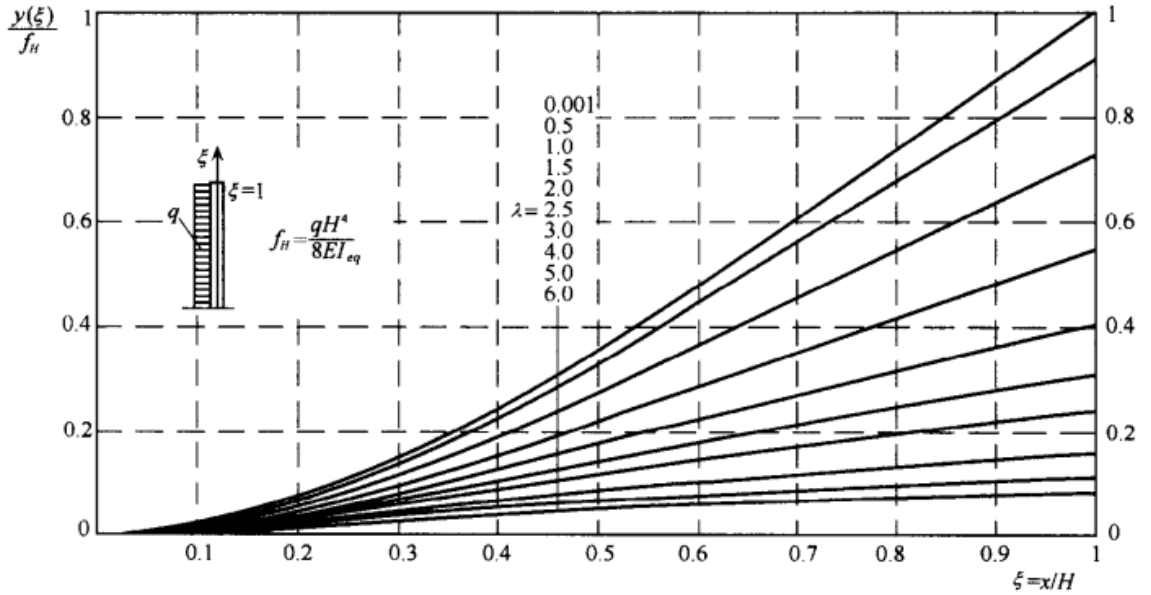
附表Ⅳ.3　顶部集中力作用下的φ值

ξ \ α	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0	10.5
0.00	0.351	0.574	0.734	0836	0.900	0.939	0.963	0.977	0.986	0.991	0.995	0.996	0.998	0.998	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999
0.05	0.351	0.573	0.732	0.835	0.899	0.938	0.962	0.977	0.986	0.991	0.994	0.996	0.998	0.998	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999
0.10	0.348	0.570	0.728	0.831	0.896	0.935	0.960	0.975	0.984	0.990	0.994	0.996	0.997	0.998	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999
0.15	0.344	0.564	0.722	0.825	0.890	0.931	0.956	0.972	0.982	0.988	0.992	0.995	0.997	0.998	0.998	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999
0.20	0.338	0.555	0.712	0.816	0.882	0.924	0.951	0.968	0.979	0.986	0.991	0.994	0.996	0.997	0.998	0.998	0.999	0.999	0.999	0.999
0.25	0.331	0.544	0.700	0.804	0.871	0.915	0.943	0.962	0.974	0.982	0.988	0.992	0.994	0.996	0.997	0.998	0.998	0.999	0.999	0.999
0.30	0.322	0.531	0.684	0.788	0.857	0.903	0.933	0.954	0.968	0.977	0.984	0.989	0.992	0.994	0.996	0.997	0.998	0.998	0.999	0.999
0.35	0.311	0.515	0.666	0.770	0.840	0.888	0.921	0.944	0.960	0.971	0.979	0.985	0.989	0.992	0.994	0.996	0.997	0.997	0.998	0.998
0.40	0.299	0.496	0.644	0.748	0.820	0.870	0.905	0.931	0.949	0.962	0.972	0.979	0.984	0.988	0.991	0.993	0.995	0.996	0.997	0.998
0.45	0.285	0.474	0.619	0.722	0.795	0.848	0.886	0.914	0.935	0.951	0.962	0.971	0.978	0.983	0.987	0.990	0.992	0.994	0.995	0.996
0.50	0.269	0.449	0.589	0.692	0.766	0.821	0.862	0.893	0.917	0.935	0.950	0.961	0.969	0.976	0.981	0.985	0.988	0.991	0.993	0.994
0.55	0.251	0.421	0.556	0.656	0.731	0.788	0.832	0.867	0.893	0.915	0.932	0.946	0.957	0.965	0.972	0.978	0.982	0.986	0.988	0.991
0.60	0.231	0.390	0.518	0.616	0.691	0.760	0.796	0.834	0.864	0.889	0.909	0.925	0.939	0.950	0.959	0.966	0.972	0.977	0.981	0.985
0.65	0.210	0.356	0.476	0.569	0.643	0.703	0.752	0.792	0.826	0.854	0.877	0.897	0.913	0.927	0.939	0.948	0.957	0.964	0.969	0.974
0.70	0.186	0.318	0.428	0.516	0.588	0.647	0.697	0.740	0.776	0.807	0.834	0.857	0.877	0.894	0.909	0.921	0.932	0.942	0.950	0.957
0.75	0.161	0.276	0.374	0.455	0.523	0.581	0.631	0.675	0.713	0.747	0.776	0.803	0.826	0.846	0.864	0.880	0.894	0.907	0.917	0.927
0.80	0.133	0.230	0.314	0.386	0.448	0.502	0.550	0.593	0.632	0.667	0.698	0.727	0.753	0.776	0.798	0.817	0.834	0.850	0.864	0.877
0.85	0.103	0.179	0.248	0.307	0.360	0.407	0.450	0.490	0.527	0.561	0.593	0.622	0.650	0.675	0.698	0.720	0.740	0.759	0.776	0.793
0.90	0.071	0.125	0.174	0.217	0.257	0.294	0.329	0.362	0.393	0.423	0.451	0.478	0.503	0.527	0.550	0.572	0.593	0.613	0.632	0.650
0.95	0.036	0.065	0.091	0.115	0.138	0.160	0.181	0.201	0.221	0.240	0.259	0.277	0.295	0.312	0.329	0.346	0.362	0.378	0.393	0.408
1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

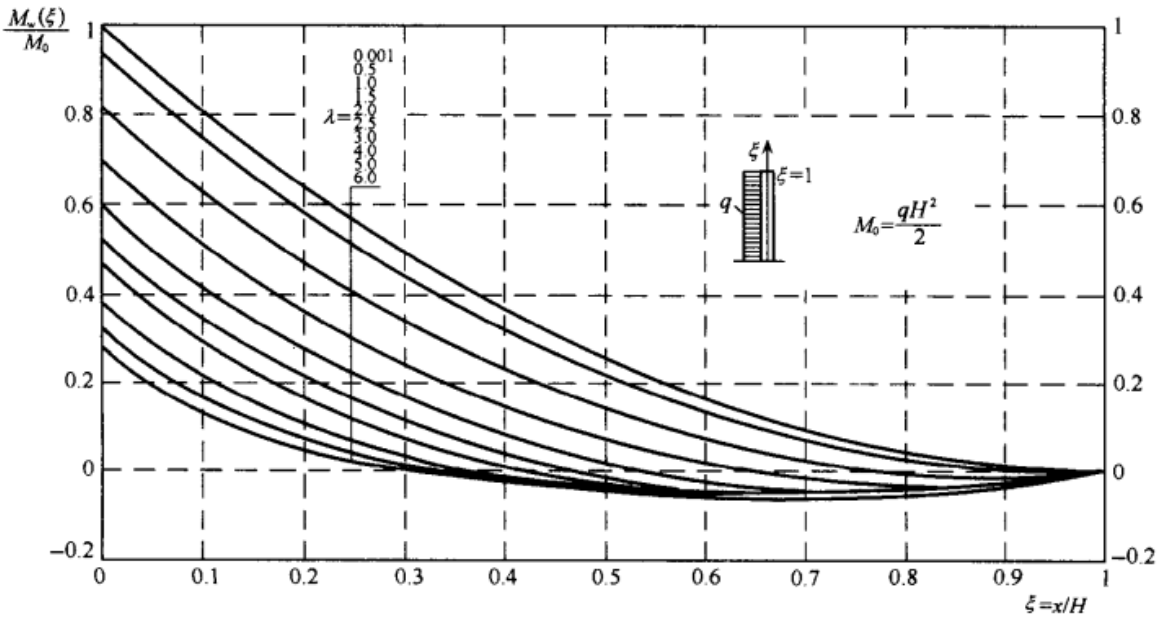
续表

ξ \ α	11.0	11.5	12.0	12.5	13.0	13.5	14.0	14.5	15.0	15.5	16.0	16.5	17.0	17.5	18.0	18.5	19.0	19.5	20.0	20.5
0.00	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.05	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.10	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.15	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.20	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.25	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	1.000	1.000	1.000	1.000
0.30	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	1.000	1.000
0.35	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999
0.40	0.998	0.998	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999
0.45	0.997	0.998	0.998	0.998	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999
0.50	0.995	0.996	0.997	0.998	0.998	0.998	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999
0.55	0.992	0.994	0.995	0.996	0.997	0.997	0.998	0.998	0.998	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999
0.60	0.987	0.989	0.991	0.993	0.994	0.995	0.996	0.996	0.997	0.997	0.998	0.998	0.998	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999
0.65	0.978	0.982	0.985	0.987	0.989	0.991	0.992	0.993	0.994	0.995	0.996	0.996	0.997	0.997	0.998	0.998	0.998	0.998	0.999	0.999
0.70	0.963	0.969	0.972	0.976	0.979	0.982	0.985	0.987	0.988	0.990	0.991	0.992	0.993	0.994	0.995	0.996	0.996	0.997	0.997	0.997
0.75	0.936	0.943	0.950	0.956	0.961	0.965	0.969	0.973	0.976	0.979	0.981	0.983	0.985	0.987	0.988	0.990	0.991	0.992	0.993	0.994
0.80	0.889	0.899	0.909	0.917	0.925	0.932	0.939	0.945	0.950	0.954	0.959	0.963	0.966	0.968	0.972	0.975	0.977	0.979	0.981	0.983
0.85	0.808	0.821	0.834	0.846	0.857	0.868	0.877	0.886	0.894	0.902	0.909	0.915	0.921	0.927	0.932	0.937	0.942	0.946	0.950	0.953
0.90	0.667	0.683	0.698	0.713	0.727	0.740	0.753	0.765	0.776	0.787	0.798	0.808	0.817	0.826	0.834	0.842	0.850	0.857	0.864	0.871
0.95	0.432	0.437	0.451	0.464	0.478	0.490	0.503	0.515	0.527	0.538	0.550	0.561	0.572	0.583	0.593	0.603	0.613	0.622	0.632	0.641
1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

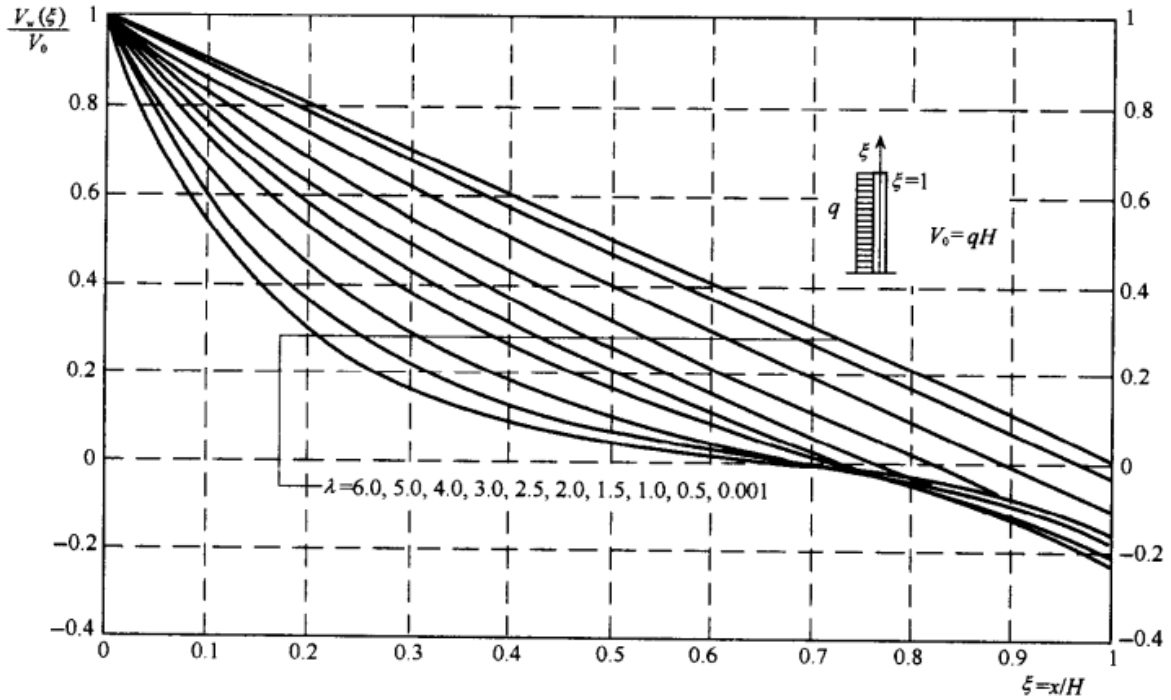
附录Ⅴ　框架-抗震墙协同工作内力系数、位移系数计算图表



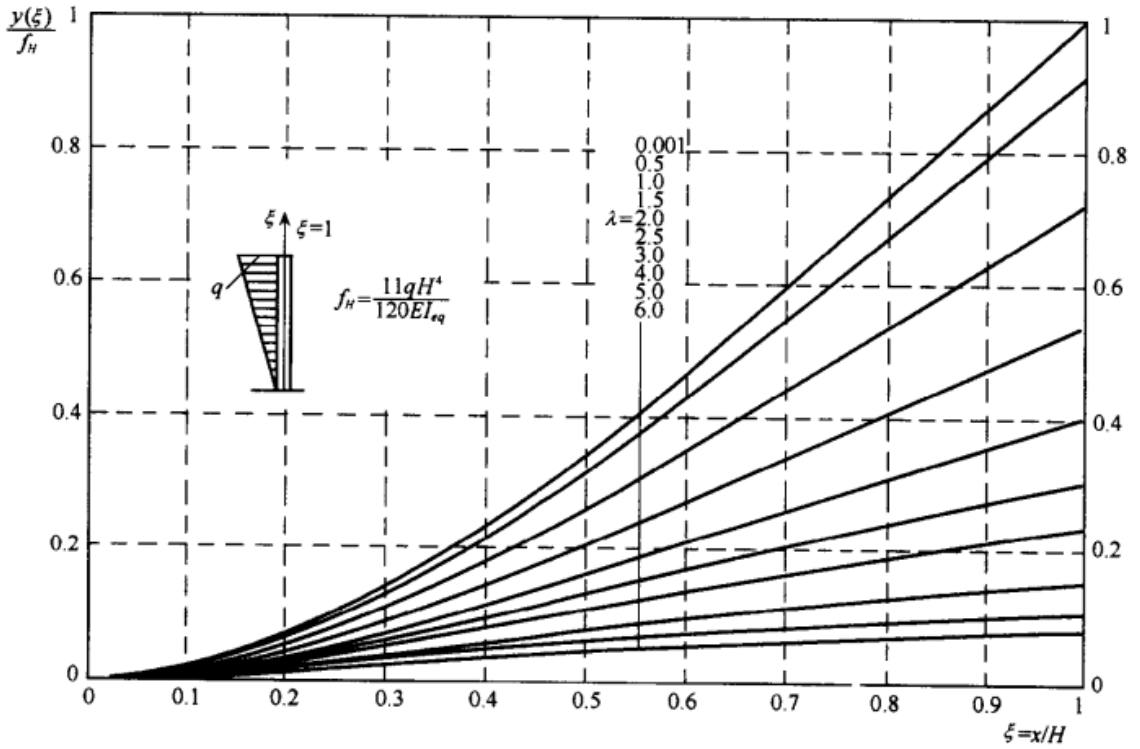
附图Ⅴ.1　均布荷载位移系数



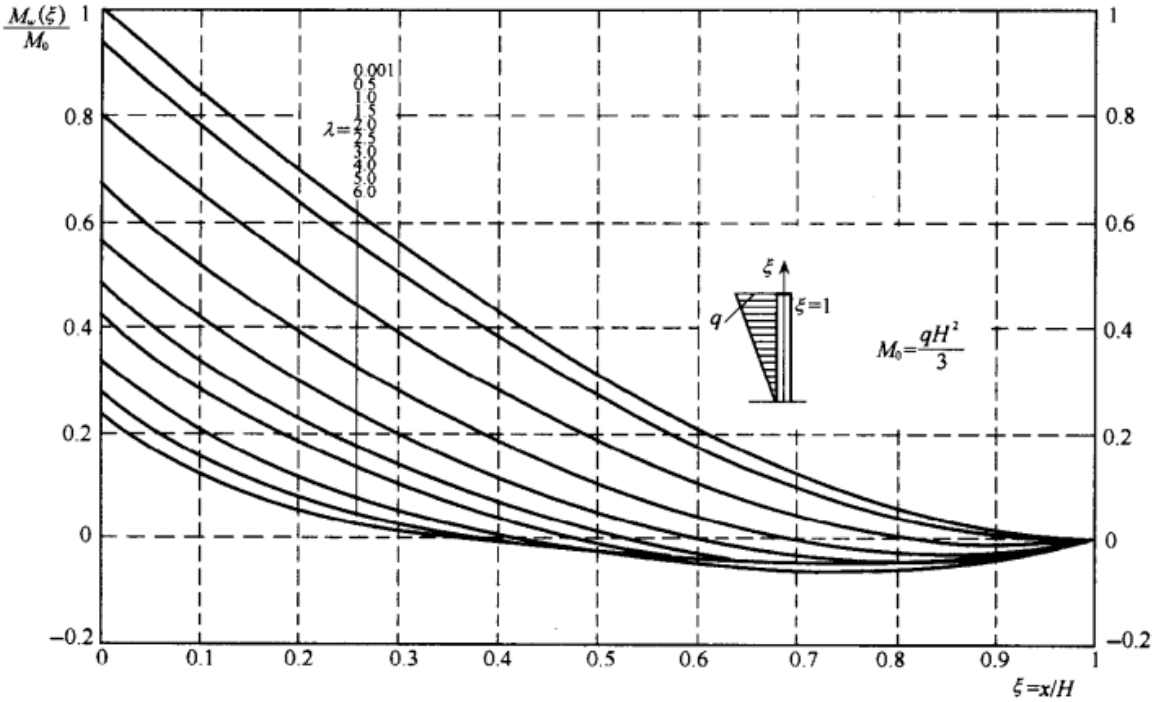
附图Ⅴ.2　均布荷载墙弯矩系数



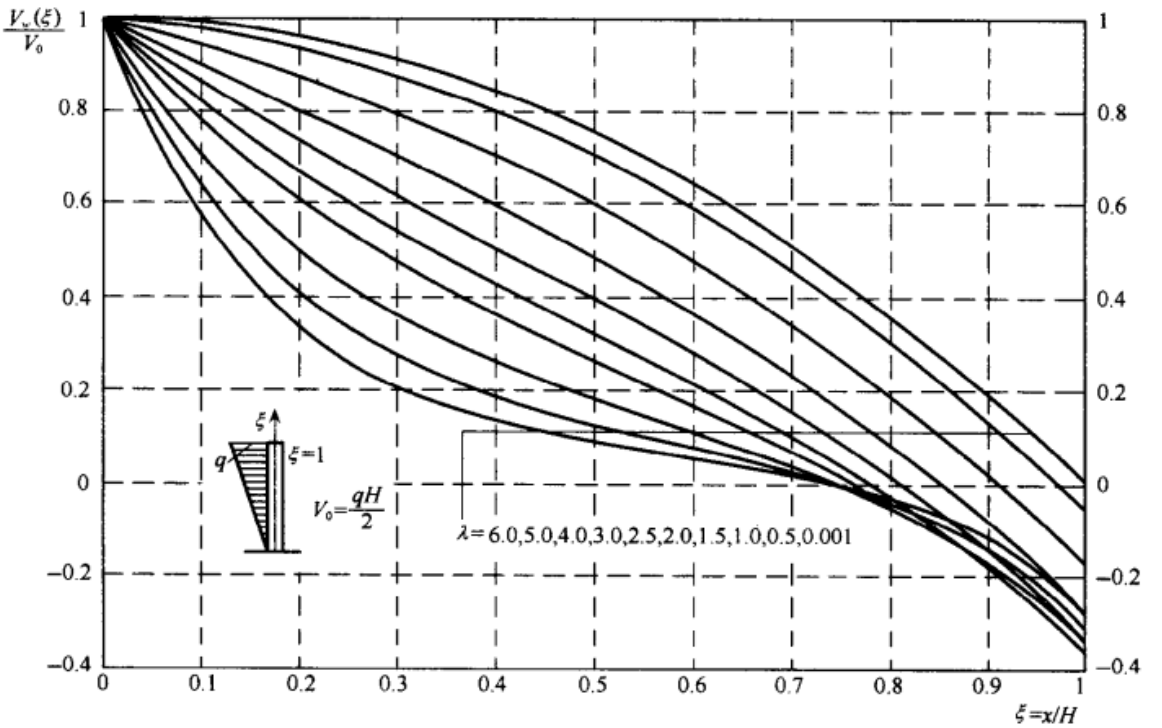
附图 V．3　均布荷载墙剪力系数



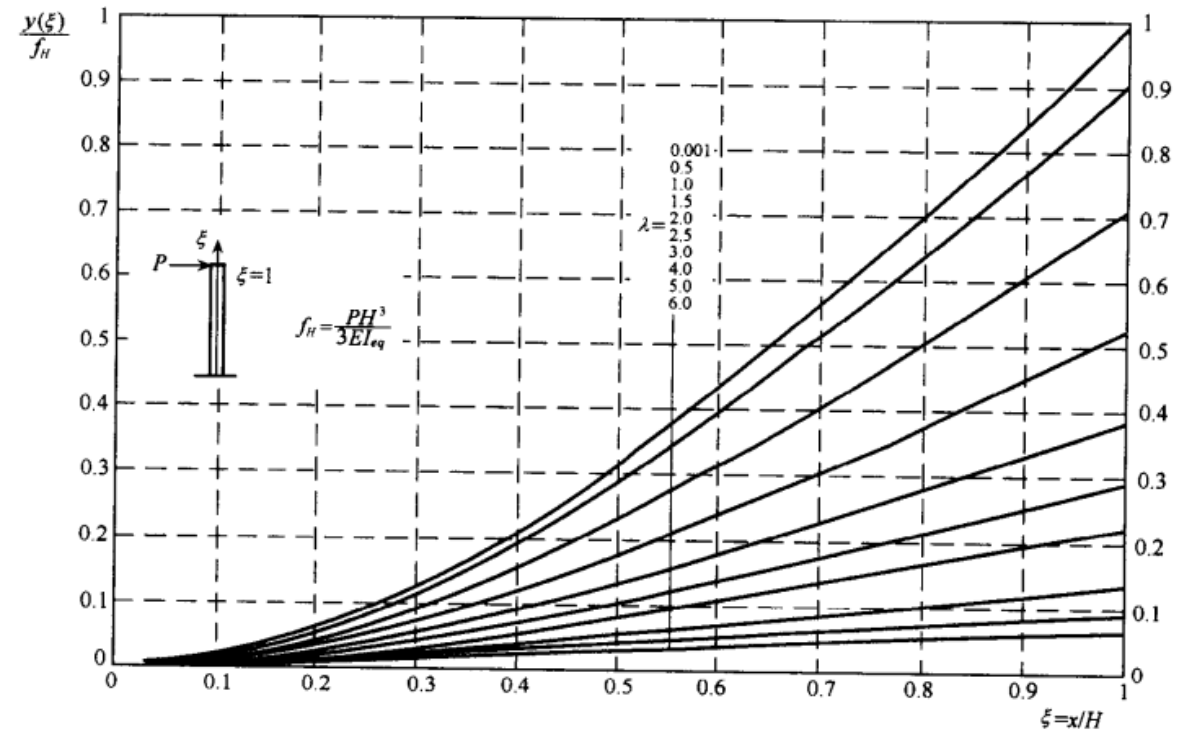
附图 V．4　倒三角荷载位移系数



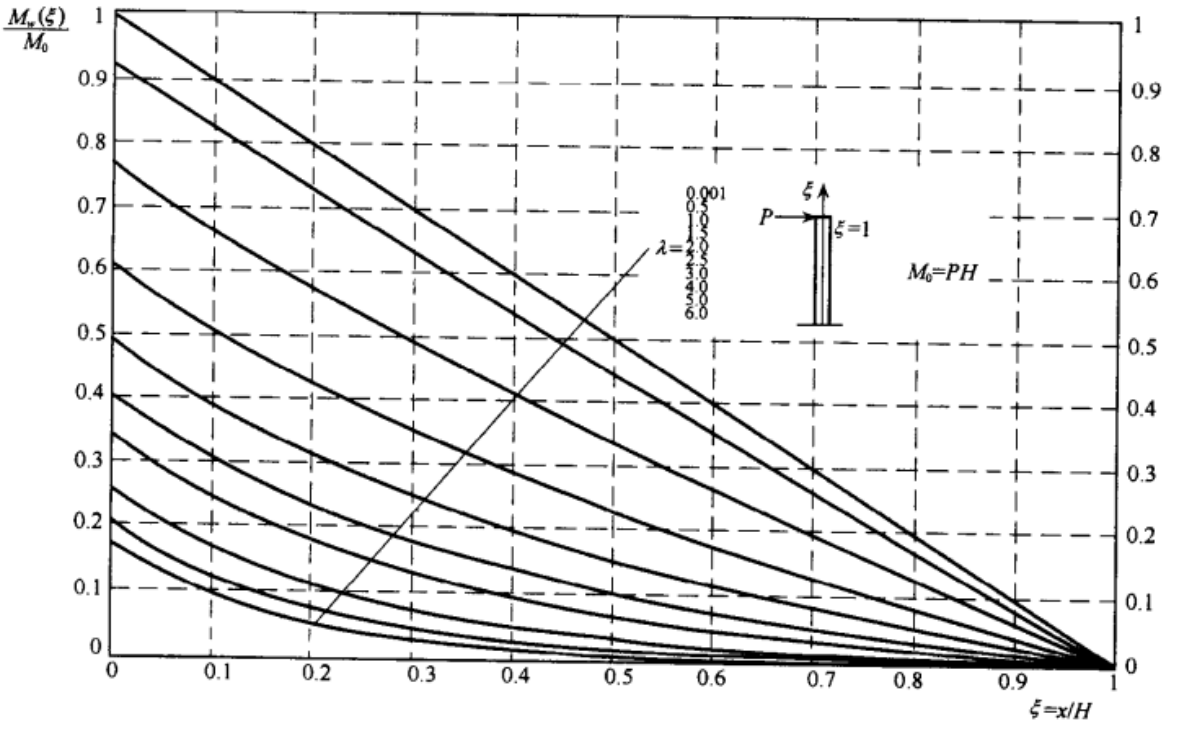
附图 V．5　倒三角荷载墙弯矩系数



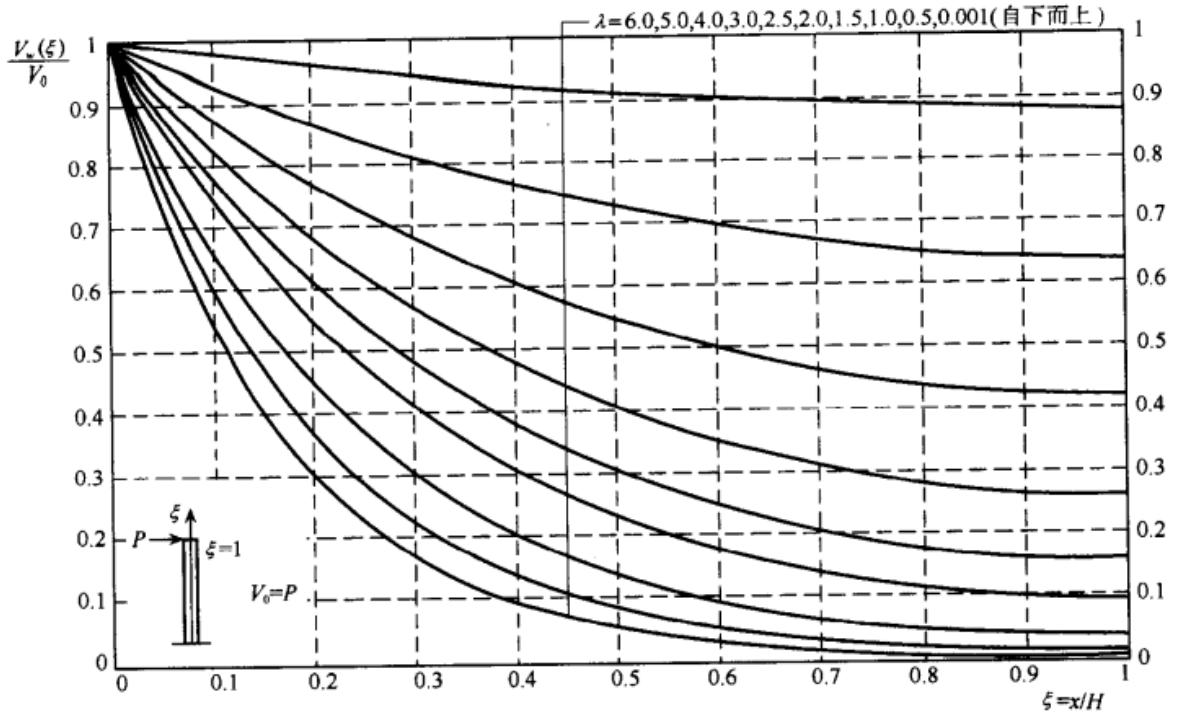
附图 V．6　倒三角荷载墙剪力系数



附图 V．7　集中荷载位移系数



附图 V．8　集中荷载墙弯矩系数



附图 V．9　集中荷载墙剪力系数

参 考 文 献

[1] 中华人民共和国国家标准. 建筑抗震设计规范(GB50011-2001). 北京:中国建筑工业出版社,2001

[2] 中华人民共和国国家标准. 建筑抗震设计规范(GBJ11-89). 北京:中国建筑工业出版社,1989

[3] 中华人民共和国国家标准. 中国地震动参数区划图(GB18306-2001). 北京:中国标准出版社,2001

[4] 中华人民共和国国家标准. 混凝土结构设计规范(GB50010-2002). 北京:中国建筑工业出版社,2002

[5] 中华人民共和国国家标准. 砌体结构设计规范(GB50003-2001). 北京:中国建筑工业出版社,2002

[6] 中华人民共和国国家标准. 钢结构设计规范(GB50017-2002). 北京:中国计划出版社,2002

[7] 中华人民共和国行业标准. 高层建筑混凝土结构技术规程(JGJ 3-2002). 北京:中国建筑工业出版社,2002

[8] 中国工程建设标准化协会标准. 叠层橡胶支座隔震技术规程(CECS 126: 2001). 北京, 2001

[9] 高小旺,龚思礼,苏经宇,易方民. 建筑抗震设计规范理解与应用. 北京:中国建筑工业出版社, 2002

[10] 房屋建筑抗震设计新技术,(建筑抗震设计规范 GB50011-2001 修订背景材料). 2001

[11] 唐岱新,龚绍熙,周炳章. 砌体结构设计规范理解与应用. 北京:中国建筑工业出版社, 2002

[12] 徐有邻,周氏. 混凝土结构设计规范理解与应用. 北京:中国建筑工业出版社, 2002

[13] 沈聚敏,周锡元,高小旺,刘晶波. 抗震工程学. 北京:中国建筑工业出版社,2000

[14] 胡聿贤. 地震工程学. 北京:地震出版社,1988

[15] 刘恢先. 唐山大地震震害. 北京:地震出版社,1985

[16] 黄南翼,张锡云,姜萝香. 日本阪神大地震建筑震害分析与加固技术. 北京:地震出版社,2000

[17] [日]Minoru Wakabayashi 著,成源华,朱均道译. 房屋抗震设计. 上海:同济大学出版社,1991

[18] 吕西林,周德源,李思明,陈以一,陆浩亮. 建筑结构抗震设计理论与事例(第二版). 上海:同济大学出版社, 2002

[19] 丰定国,王社良主编. 抗震结构设计. 武汉:武汉工业大学出版社,2001

[20] 李国强,李杰,苏小卒. 建筑结构抗震设计. 北京:中国建筑工业出版社,2002

[21] 郭继武. 建筑抗震设计. 北京:中国建筑工业出版社,2002

[22] 陈兴冲主编. 工程结构抗震设计. 重庆:重庆大学出版社,2001

[23] 曹资、朱志达. 建筑抗震理论与设计方法. 北京:北京工业大学出版社,1998

[24] 朱伯龙、张琨联主编. 建筑结构抗震设计原理. 上海:同济大学出版社,1994

[25] 卢存恕,常伏德,吴富英,范国庆. 建筑抗震设计实例. 北京:中国建筑工业出版社,1999

[26] 魏琏. 建筑结构抗震设计. 北京:万国学术出版社, 1991

[27] 刘大海,杨翠如,钟锡根. 高层建筑抗震设计. 北京:中国建筑工业出版社,1993

[28] 方鄂华. 多层及高层建筑结构设计. 北京:地震出版社,1992

[29] 赵西安. 高层建筑实用设计方法. 上海:同济大学出版社, 1988

[30] 臧自强,赵彤,谢剑. 钢筋混凝土房屋结构(第三版). 天津:天津大学出版社, 2002

[31] 刘立新. 砌体结构. 武汉:武汉工业大学出版社, 2001

[32] 沈祖炎,陈杨骥,陈以一. 钢结构基本原理. 北京:中国建筑工业出版社,2000

[33] 陈绍蕃. 钢结构设计原理. 北京:科学出版社,2001

[34] 裘民川,刘大海. 单层厂房抗震设计. 北京:地震出版社,1989

[35] 罗福午,方鄂华,叶知满. 混凝土结构及砌体结构(下册). 北京:中国建筑工业出版社,1992

[36] 宋雅桐、朱继澄. 结构分析程序设计. 南京:东南大学出版社,1990

[37] 梁启智. 高层建筑结构分析与设计. 广州:华南理工大学出版社,1992

[38] ..元鲸,贺小岗. 工程结构计算机仿真分析. 北京:清华大学出版社,1995
[39] 魏琏. 高层及多层钢筋混凝土建筑抗震设计手册. 北京:地震出版社,1990
[40] R. W. 克拉夫,J. 彭津著,王光远等译. 结构动力学. 北京:科学出版社,1981
[41] 包世华,周坚. 薄壁杆件结构力学. 北京:中国建筑工业出版社,1991
[42] 朱伯龙主编. 结构抗震试验. 北京:地震出版社,1989
[43] 汪梦甫,周锡元. 基于性能的建筑结构抗震设计. 建筑结构,第 33 卷第 3 期,2003
[44] 高向宇,周福霖等. 带有转换层的多塔楼结构模型试验研究. 建筑结构,总第 180 期,pp. 7～11,1998,12
[45] 王雪生,薛素铎,曹资. 结构多维地震作用研究综述及展望(Ⅰ)——地震动输入. 世界地震工程,2001,17(4),27～33
[46] 薛素铎,王雪生,曹资. 结构多维地震作用研究综述及展望(Ⅱ)——分析方法及展望. 世界地震工程,2002,18(1),34～40
[47] 周福霖. 工程结构减震控制. 北京:地震出版社,1997
[48] 吴波,李惠. 建筑结构被动控制的理论与应用. 哈尔滨:哈尔滨工业大学出版社,1997
[49] 日本免震构造协会编,叶列平译. 图解隔震结构入门. 北京:科学出版社,1998
[50] [日]武田寿一主编,纪晓惠,陈良,鄢宁译. 建筑物隔震、防振与控振. 北京:中国建筑工业出版社,1997
[51] T. T. Soong, G. F. Dargush. Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering. John Wiley & Sons, 1997
[52] D. Key. Earthquake Design Practice for Buildings. London: Thomas Telford, 1988
[53] George G. Penelis and Andreas J. Kappos. Earthquake-Resistant Concrete Structures. E & FN SPON, 1997
[54] Mark Fintel. Handbook of Concrete Engineering, Second Edition. Van Nostrand Reinhold Company Inc, 1974
[55] F. Hart, W. Henn, H. Sontag. Multi-Storey Buildings in Steel. University Press, Cambridge, 1985
[56] Gil Davis. Steel Moment-Frame Buildings: The Engineers Options. Journal of Structural Engineer, June, 2001, pp. 28～35
[57] Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA-350, FEMA 500 C Street, SW Washington, D. C., 2000
[58] S. Y. Ma, V. V. Bertero and E. P. Popov. Experimental and Analytical Studies on the Hystertic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams. Report No. EERC 76-2, Earthquake Eng. Research Center, University of California, Berkeley, 1976
[59] M. Ikenage. Examples Which Applied Anti-Seismic Devices to Existing Building and the New Approval System for Seismic Isolatior in Japan. 7th International Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibrations of Structures. Assisi, Italy, October 2～5, 2001